



**Universidade de
Aveiro 2017**

Departamento de Engenharia Civil

**Hélder Filipe da
Costa Almeida**

**Reforço de nós viga-pilar de betão armado com
adição de armaduras exteriores**



**Hélder Filipe da
Costa Almeida**

**Reforço de nós viga-pilar de betão armado com adição
de armaduras exteriores**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Miguel Nuno Lobato de Sousa Monteiro de Moraes, Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e coorientação científica do Professor Doutor Aníbal Guimarães da Costa, Professor catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

o júri

Presidente

Prof. Doutora Maria Fernanda da Silva Rodrigues

Professora auxiliar da Universidade de Aveiro

Doutor Paulo José de Oliveira Xavier Candeias

Investigador auxiliar do Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Prof. Doutor Miguel Nuno Lobato de Sousa Monteiro de Morais

Professor auxiliar da Universidade de Aveiro

Agradecimentos

A realização da presente dissertação só foi possível com o apoio e colaboração de diversas pessoas e entidades às quais gostaria de expressar o meu agradecimento.

Ao Professor Miguel Morais, meu orientador, pelo apoio, orientação, disponibilidade e conhecimentos transmitidos durante a realização da presente dissertação.

Ao Professor Aníbal Costa, meu coorientador, pela orientação e conhecimentos transmitidos durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro pela disponibilidade do espaço e recursos necessários para a realização do reforço e ensaios experimentais.

Ao Engenheiro Jorge Fonseca, por toda a ajuda prestada no reforço dos nós e durante a realização dos ensaios experimentais, pela disponibilidade para esclarecimentos de dúvidas e pelo convívio durante o trabalho laboratorial.

Ao Doutor José Melo, agradeço a disponibilidade para o acompanhamento dos ensaios experimentais e pelo esclarecimento de dúvidas.

À empresa *CACAO CIVIL ENGINEERING, LDA.*, agradeço a colaboração na reparação dos provetes.

À empresa *HILTI*, pelo fornecimento das buchas metálicas.

À empresa *S&P – Clever Reinforcement Ibérica*, pelo fornecimento da resina *epoxy*.

À Manuela, por todo o apoio, ajuda e incentivo demonstrado durante a realização deste trabalho. Pela paciência e amizade nos momentos mais difíceis deste percurso.

Por último, aos meus pais, Ventura e Helena e irmã Margarida, agradeço todo o apoio demonstrado ao longo do meu percurso académico, assim como todas as oportunidades que me proporcionaram.

palavras-chave

Betão armado, nós viga-pilar, reparação, reforço, armaduras exteriores, ensaios cíclicos, sismo.

Resumo

Danos provocados por eventos sísmicos recentes comprovavam a existência de vulnerabilidades por parte dos edifícios de betão armado existentes. A limitada resistência sísmica deste tipo de estruturas deve-se à falta de regulamentação específica na construção dos primeiros edifícios de betão armado, associada a algumas opções de conceção e construção verificadas, nomeadamente, falta de pormenorização da armadura, utilização do betão com reduzida resistência e utilização de armadura lisa. As maiores debilidades observadas centram-se nas ligações viga-pilar, não apenas pelos fatores referidos, mas também pela elevada concentração de esforços que se verificam nestas zonas. Assim, a reparação e o reforço das ligações viga-pilar tornam-se essenciais para um eficaz desempenho global da estrutura face a ações cíclicas.

Na presente dissertação realizou-se uma análise experimental, através de carregamentos cíclicos, de três provetes viga-pilar representativos do tipo de estruturas de betão armado construídas até à década de 1970, após terem sido ensaiados, reparados e reforçados. Os principais objetivos prendem-se com a realização de uma análise comparativa entre os resultados obtidos para os provetes reforçados e os provetes originais desenvolvidos no estudo de Garcia (2011), assim como uma avaliação crítica entre as diferentes soluções de reforço adotadas para os provetes.

O reforço dos nós consiste na adição de armaduras exteriores, devidamente ancoradas aos provetes originais através de buchas metálicas e coladas com resina *epoxy*. A primeira solução que se pretende estudar apresenta apenas reforço nos pilares do provete. A segunda solução passa pelo reforço dos pilares e nó e a terceira solução consiste no reforço dos pilares, nó e vigas. Todas as soluções apresentadas são devidamente justificadas, dimensionadas e detalhadas e resultaram no aumento da capacidade resistente e/ou aumento da ductilidade conferindo assim um melhoramento do comportamento histerético das ligações.

keywords

Reinforced concrete, beam-column joints, repair, reinforcement, external reinforced, cyclic testing, seismic.

Abstract

Damage caused by recent seismic events shows the vulnerability of existing reinforced concrete buildings. The limited seismic resistance of this type of structures is due to the lack of specific regulation in the construction of the first reinforced concrete buildings, associated to some design and construction options, namely lack of detail of the reinforcement, use of concrete with reduced resistance and use of plain bars. The greatest weaknesses are observed in the beam-column connections, not only by the mentioned factors, but also by the high concentration of loads that occur in these areas. Thus, the repair and reinforcement of beam-column connections as become essential for an effective overall performance of the structure against cyclical actions.

In the present dissertation is performed an experimental analysis, through cyclic loads, of three beam-column specimens representative of the type of reinforced concrete structures built up in the 1970's, repaired and reinforced. The main objectives are to perform a comparative analysis between the results obtained for the reinforced specimens and the original specimens developed in the study of Garcia (2011), as well as a critical evaluation between the different reinforcement solutions adopted for the specimens.

The reinforcement of the joints consists on adding external reinforcement, properly anchored to the original specimens through metal bolts and glued with *epoxy* resin. The first solution to be studied presents only reinforcement in the column of the test specimen. The second solution passes through the reinforcement of the column and beam-column joint, and the third solution consists on the reinforcement of the beams, column and beam-column joint.

All the solutions presented are properly justified, designed and detailed and resulted in the increase of the resisting capacity and/or increase of the ductility, thus resulting in an improvement of the hysteretic behaviour of the connections.

Índice Geral

1	Introdução	3
1.1	Motivação	3
1.2	Estratégia e Objetivos da dissertação.....	4
1.3	Estrutura da dissertação	4
2	Ligações viga-pilar em estruturas de betão armado	9
2.1	Tipos de ligações viga-pilar	10
2.2	Parâmetros e variáveis analisadas nas ligações viga-pilar	10
2.2.1	Aderência aço-betão	11
2.2.2	Armadura transversal.....	13
2.2.3	Ancoragem.....	14
2.2.4	Tipo de carregamento atuante	15
2.2.5	Nível do esforço axial no pilar	16
2.2.6	Propriedades geométricas dos elementos	16
2.2.7	Resistência à compressão do betão.....	17
2.2.8	Resistência do aço	17
2.3	Principais causas de dano e colapso em estruturas de betão armado quando sujeitas à ação sísmica	18
2.4	Tipos de rotura em nós viga-pilar	20
3	Reforço e reparação de nós viga-pilar em estruturas de betão	23
3.1	Técnicas de reforço global em estruturas de betão armado	24
3.1.1	Adição de paredes resistentes de betão armado.....	24
3.1.2	Contraventamentos metálicos.....	24
3.1.3	Isolamento da base.....	25
3.2	Técnicas de reforço localizado em estruturas de betão armado.....	25
3.2.1	Injeção de resinas epoxy	25
3.2.2	Encamisamento das secções com betão armado.....	26
3.2.3	Encamisamento em Shotcrete.....	26
3.2.4	Reforço com materiais compósitos (FRP).....	27

3.2.5	Reforço por adição de armaduras exteriores	27
3.2.5.1	Disposições construtivas	28
3.2.5.1.1	Reforço de vigas à flexão	29
3.2.5.1.2	Reforço de vigas ao esforço transverso	29
3.2.5.1.3	Reforço de pilares	30
3.2.5.2	Caracterização da técnica de reforço por adição de armaduras exteriores	31
3.2.5.2.1	Tratamento da superfície do betão	31
3.2.5.2.2	Tratamento das chapas	32
4	Casos de estudo	37
4.1	Descrição dos provetes	37
4.2	Capacidade resistente dos elementos estruturais	40
5	Estratégia, dimensionamento e execução das soluções de reforço	47
5.1	Estratégia de reforço	47
5.2	Dimensionamento das armaduras de reforço	48
5.2.1	Cantoneiras metálicas	48
5.2.2	Cintas metálicas	51
5.2.2.1	Dimensionamento das cintas metálicas	54
5.2.3	Ancoragem com buchas metálicas	56
5.2.4	Solução de reforço do provete IPA-2	57
5.2.5	Solução de reforço do provete IPB	58
5.2.6	Solução de reforço do provete IPA-1	60
5.3	Execução das soluções de reparação e reforço dos provetes	62
5.3.1	Trabalhos de reparação	62
5.3.2	Trabalhos de reforço	68
6	Esquema de ensaio e apresentação de resultados	75
6.1	Funcionamento da plataforma de ensaio	75
6.2	Descrição da plataforma de ensaios	76
6.3	Instrumentação de monitorização	80
6.4	Apresentação de resultados	81

6.4.1	Considerações gerais	81
6.4.1.1	Relação força-deslocamento	82
6.4.1.2	Energia dissipada.....	83
6.4.1.3	Amortecimento equivalente	84
6.4.1.4	Danos observados.....	85
6.4.1.5	Comprimento da rótula plástica	85
6.4.2	Resultados do ensaio ao provete IPA-2 reforçado.....	86
6.4.2.1	Relação força-deslocamento	86
6.4.2.2	Energia dissipada.....	87
6.4.2.3	Amortecimento equivalente	88
6.4.2.4	Danos observados.....	88
6.4.2.5	Comprimento da rótula plástica	89
6.4.3	Resultados do ensaio ao provete IPB reforçado	90
6.4.3.1	Relação força-deslocamento	90
6.4.3.2	Energia dissipada.....	91
6.4.3.3	Amortecimento equivalente	92
6.4.3.4	Danos observados.....	92
6.4.3.5	Comprimento da rótula plástica	94
6.4.4	Resultados do ensaio ao provete IPA-1 reforçado.....	94
6.4.4.1	Ocorrência durante o ensaio experimental	94
6.4.4.2	Relação força-deslocamento	96
6.4.4.3	Energia dissipada.....	97
6.4.4.4	Amortecimento equivalente	97
6.4.4.5	Danos observados.....	98
6.4.4.6	Comprimento da rótula plástica	99
7	Análise comparativa dos resultados obtidos.....	103
7.1	Análise global	103
7.1.1	Envoltentes força-deslocamento.....	103
7.1.2	Energia dissipada.....	107
7.1.3	Amortecimento equivalente.....	108
7.1.4	Danos observados	109
7.1.5	Comprimento da rótula plástica.....	111
7.1.6	Diagramas momento-curvatura	111

7.2	Análise comparativa entre os provetes originais e os provetes reforçados....	114
7.2.1	IPA-2 versus IPA-2 reforçado	114
7.2.1.1	Relação força-deslocamento	114
7.2.1.2	Energia dissipada.....	116
7.2.1.3	Amortecimento equivalente	116
7.2.1.4	Danos observados.....	117
7.2.1.5	Comprimento da rótula plástica	118
7.2.1.6	Diagrama momento-curvatura.....	118
7.2.2	IPB versus IPB reforçado	119
7.2.2.1	Relação força-deslocamento	119
7.2.2.2	Energia dissipada.....	120
7.2.2.3	Amortecimento equivalente	121
7.2.2.4	Danos observados.....	122
7.2.2.5	Comprimento da rótula plástica	122
7.2.2.6	Diagrama momento-curvatura.....	123
7.2.3	IPA-1 versus IPA-1 reforçado	123
7.2.3.1	Relação força-deslocamento	123
7.2.3.2	Energia dissipada.....	125
7.2.3.3	Amortecimento equivalente	125
7.2.3.4	Danos observados.....	126
7.2.3.5	Comprimento da rótula plástica	127
7.2.3.6	Diagrama momento-curvatura.....	127
8	Conclusões e propostas de possíveis trabalhos futuros	131
8.1	Conclusões	131
8.2	Propostas de possíveis trabalhos futuros	133
	Referências bibliográficas	136
	Anexo A – Orçamento.....	143
	Anexo B – Evolução e estado final de dano nos provetes	145
	Anexo B-1 – Provete IPA-2 reforçado	145
	Anexo B-2 – Provete IPB reforçado	149

Anexo B-3 – Provete IPA-1 reforçado	153
Anexo C – Fichas técnicas	156

Índice de Figuras

Figura 1 – Nó viga pilar: a) externo; b) interior;	10
Figura 2 – Ensaio de aderência: a) adesão; b) mobilização do atrito;	12
Figura 3 – Aderência aço liso: a) rugosidade superficial; b) mobilização mecânica; ...	13
Figura 4 – Diagrama tensões-extensões do aço segundo o Eurocódigo 2: a) Aço laminado a quente; b) Aço endurecido a frio;	17
Figura 5 – Efeito da liquefação do solo: a) Niigata, 1964; b) Turquia, 1999;.....	19
Figura 6 - Danos estruturais devia a má pormenorização: a) e b) cintagem inadequada de pilares; c) formação de pilares curtos e deficiente cintagem;.....	20
Figura 7 – Encamisamento de pilares com materiais compósitos: a) reforço com mantas; b) reforço com tecidos; c) reforço com fios de FRP;	27
Figura 8 – Reforço de vigas à flexão (dimensões recomendadas): a) sem buchas metálicas; b) com buchas metálicas;.....	29
Figura 9 – Reforço de vigas ao esforço transversal (dimensões recomendadas): a) sem buchas metálicas; b) com buchas metálicas;	30
Figura 10 – Reforço de pilares: a) cantoneiras fixas à armadura com soldaduras; b) cantoneiras fixas com buchas metálicas; c) cantoneiras ligadas através de barras soldadas;	31
Figura 11 – Tratamento da superfície do betão: a) jato de água; b) martelo de agulhas;	32
Figura 12 - Nó viga-pilar em estudo: a) localização no pórtico do nós viga-pilar; b) dimensões do nó;	38
Figura 13 – Armadura dos provetes IPA-1 e IPA-2: a) planta; b) corte;	40
Figura 14 – Armadura do provete IPB: a) planta; b) corte;	40
Figura 15 – Diagrama momento-curvatura da secção transversal dos pilares dos provetes: a) provete IPA-1; b) provete IPA-2; c) provete IPB.....	41
Figura 16 - Diagrama momento-curvatura da secção transversal dos pilares dos provetes: a) provete IPA-1; b) provete IPA-2; c) provete IPB.....	41
Figura 17 – Flexão simples com armadura de compressão;.....	42
Figura 18– Flexão composta em secções retangulares;.....	42
Figura 19 – Solução de reforço com cantoneira e cintagem metálica;.....	48
Figura 20 – Esforços resistentes de uma secção transversal sujeita a flexão composta;	49

Figura 21 – Diagrama momento-curvatura da secção transversal dos pilares dos provetes reforçados: a) provete IPA-1; b) provete IPA-2; provete IPB	50
Figura 22 – Ancoragem das cintas metálicas com buchas: a) corte; b) planta	56
Figura 23 – Pormenorização da solução de reforço do provete IPA-2	58
Figura 24 - Pormenorização da solução de reforço do provete IPB	59
Figura 25 - Pormenorização da solução de reforço do provete IPA-1	61
Figura 26 – Reforço metálico do provete IPA-1	62
Figura 27 – Danos nos provetes ensaiados: a) dano no nó IPA-1; b) dano no nó IPA-2; c) dano no nó IPB;	63
Figura 28 – Provetes após a remoção do betão no interior do nó: a) nó IPA-1; b) nó IPA-2; c) nó IPB	63
Figura 29 - Reparação das fissuras: a) colocação mangueiras; b) Selagem superficial; c) pormenor selagem superficial	64
Figura 30 – Injeção da resina <i>epoxy</i>	65
Figura 31 – Proвете IPA-1 original: a) pormenor varão plastificado; b) entalhe realizado no varão	65
Figura 32 – Trabalhos de preparação para colocação do <i>grout</i> : a) furação do provete; b) cofragem	66
Figura 33 – Trabalhos de preparação para colocação do <i>grout</i> : a) Preparação do <i>grout</i> ; b) molhagem do provete	66
Figura 34 - Reparação do nó: a) colocação do <i>grout</i> ; b) colocação do <i>grout</i> na parte inferior do provete; c) espalhamento do <i>grout</i> ; d) estado final após reparação	67
Figura 35 – Peças de reforço: a) desenho; b) peças reais	68
Figura 36 – Colocação das chapas de reforço: a) ajuste com grampos e soldadura das chapas; b) estado final (pilar inferior)	68
Figura 37 – Ancoragem das chapas com as buchas metálicas: a) furação do provete: b) colocação das buchas	69
Figura 38 – Colagem das chapas com resina <i>epoxy</i> : a) Selagem das arestas: b) Injeção da resina	70
Figura 39 – Proвете final reforçado: a) IPA-2; b) IPB; c) IPA-1	70
Figura 40 – a) esquema de ensaio; b) lei de deslocamentos aplicada	76
Figura 41 – Plataforma de ensaio: a) em planta; b) vista geral	77
Figura 42 – Elementos metálicos de reação: a) apoio duplo; b) servo-atuador; c) viga/slides	77

Figura 43 – Ligação dos provetes à estrutura de reação: a) apoio duplo; b) slide.....	78
Figura 44 – Ligações dos apoios: a) esferas; b) blocos de apoio	78
Figura 45 – Aplicação dos deslocamentos laterais no pilar: a) servo-atuador; b) pormenor de uma das rótulas; c) ligação do servo-atuador ao provete.....	79
Figura 46 – Aplicação do esforço axial: atuador e sistema autoequilibrado	79
Figura 47 – Preparação do provete: a) Extremidade das vigas; b) topo do pilar.....	80
Figura 48 – Instrumentação utilizada: a) transdutores lineares; b) LVDTs; c) potenciómetros; d) transdutores de fio	80
Figura 49 – Esquema da disposição dos sensores e respetivas distâncias entre sensores (m)	81
Figura 50 – Exemplo de gráfico força-deslocamento (proвете IPA-2 reforçado).....	82
Figura 51 – Cálculo do deslocamento de cedência: a) primeira condição; b) segunda condição;.....	83
Figura 52 – Amortecimento para um ciclo de histerese,	85
Figura 53 – Relação força-deslocamento (proвете IPA-2 reforçado): a) ciclos histeréticos; b) envolvente força-deslocamento e identificação de danos	87
Figura 54 – Energia dissipada do provete IPA-2 reforçado	88
Figura 55 – Amortecimento equivalente do provete IPA-2 reforçado	88
Figura 56 - Dano no provete IPA-2 reforçado: a) imagem de dano no nó; b) esquema geral de dano.....	89
Figura 57 - Relação força-deslocamento (proвете IPB reforçado): a) ciclos histeréticos; b) envolvente força-deslocamento e identificação de danos	91
Figura 58 – Energia dissipada do provete IPB reforçado	92
Figura 59 - Amortecimento equivalente do provete IPB reforçado	92
Figura 60 - Dano no provete IPB reforçado: a) imagem de dano no nó; b) esquema geral de dano.....	93
Figura 61 - Dano no provete IPB reforçado após a remoção da armadura de reforço: a) vista superior; b) vista inferior.....	93
Figura 62 – Rotura na base do pilar inferior: a) vista superior; b) vista superior; c) pilar após retirada da plataforma de ensaio.....	95
Figura 63 –Ligação do pilar inferior à estrutura metálica da plataforma: a) fase superior; b) face lateral	95
Figura 64 - Relação força-deslocamento (proвете IPA-1 reforçado): a) ciclos histeréticos; b) envolvente força-deslocamento e identificação de danos	96

Figura 65 - Energia dissipada do provete IPA-1 reforçado	97
Figura 66 - Amortecimento equivalente do provete IPA-1 reforçado.....	98
Figura 67 - Dano no provete IPA-1 reforçado: a) imagem geral de dano; b) esquema geral de dano; c) imagem de dano na viga esquerda; d) imagem de dano na viga direita	99
Figura 68 - Dano no provete IPA-1 reforçado após a remoção da armadura de reforço: a) vista superior; b) vista inferior.....	99
Figura 69 – Relação força-deslocamento dos provetes reforçados: a) ciclos histeréticos; b) envolvente força-deslocamento.....	104
Figura 70 – Degradação da rigidez secante, ksec	106
Figura 71 – Energia dissipada dos provetes ensaiados.....	107
Figura 72 – Amortecimento equivalente dos provetes ensaiados.....	108
Figura 73 – Relação amortecimento equivalente/ductilidade (Energia dissipada).....	109
Figura 74 – Estado final de danos nos provetes: a) IPA-2 reforçado; b) IPB reforçado; c) IPA-1 reforçado	110
Figura 75 – Relação momento-curvatura do provete IPA-2 reforçado; a) secção da viga à esquerda do nó; b) base do pilar superior	112
Figura 76 – Relação momento-curvatura do provete IPB reforçado; a) secção da viga à esquerda do nó; b) base do pilar superior	113
Figura 77 - Relação momento-curvatura provete IPA-1 reforçado; a) secção intermédia da viga esquerda; b) base do pilar superior	113
Figura 78 – Relação força-deslocamento dos provetes IPA-2 e IPA-2 reforçado: a) ciclos histeréticos; b) envolventes força-deslocamento e identificação de danos	115
Figura 79 - Energia dissipada dos provetes IPA-2 e IPA-2 reforçado	116
Figura 80 - Amortecimento equivalente: a) provete IPA-2 original; b) provete IPA-2 reforçado.....	117
Figura 81 - Estado final de dano nos provetes: a) provete IPA-2 original; b) provete IPA-2 reforçado.....	117
Figura 82 – Relação momento-curvatura dos provetes IPA-2 e IPA-2 reforçado; a) secção da viga à esquerda do nó; b) base do pilar superior.....	119
Figura 83 - Relação força-deslocamento dos provetes IPB e IPB reforçado: a) ciclos histeréticos; b) envolventes força-deslocamento e identificação de danos	120
Figura 84 - Energia dissipada dos provetes IPB e IPB reforçado	121
Figura 85 - Amortecimento equivalente: a) provete IPB original; b) provete IPB reforçado	121

Figura 86 - Estado final de dano nos provetes: a) provete IPB original; b) provete IPB reforçado.....	122
Figura 87 – Relação momento-curvatura dos provetes IPB e IPB reforçado; a) secção da viga à esquerda do nó; b) base do pilar superior	123
Figura 88 – Relação força-deslocamento dos provetes IPA-1 e IPA-1 reforçado: a) ciclos histeréticos; b) envolventes força-deslocamento e identificação de danos	124
Figura 89 - Energia dissipada dos provetes IPA-1 e IPA-1 reforçado	125
Figura 90 - Amortecimento equivalente: a) provete IPA-1 original; b) provete IPA-1 reforçado	126
Figura 91 - Estado final de dano nos provetes: a) provete IPA-1 original; b) provete IPA-1 reforçado	127
Figura 92 – Relação momento-curvatura dos provetes IPA-1 e IPA-1 reforçado; a) viga à esquerda do nó; b) base do pilar superior	128

Índice de Tabelas

Tabela 1– Valores médios das características dos materiais;	39
Tabela 2 – Valores dos momentos resistentes das secções dos provetes	43
Tabela 3 – Valores dos momentos resistentes das secções dos pilares reforçados	50
Tabela 4 – Comprimento das cantoneiras de reforço	51
Tabela 5 – Curvatura máxima para os provetes em estudo	54
Tabela 6 – Resultados obtidos para a espessura do encamisamento metálico	55
Tabela 7 – Especificações do número e espaçamento das cintas de reforço	55
Tabela 8 – Espaçamento entre cintas de reforço	56
Tabela 9 – Resistência à compressão dos provetes cúbicos de <i>grout</i>	67
Tabela 10 – Deslocamento lateral imposto no topo do pilar em cada ciclo	76
Tabela 11 – Comprimento das rótulas plásticas nos elementos do provete IPA-2 reforçado	89
Tabela 12 - Comprimento das rótulas plásticas nos elementos do provete IPB reforçado	94
Tabela 13 - Comprimento das rótulas plásticas nos elementos do provete IPA-1 reforçado	100
Tabela 14 – Força máxima, drift, deslocamento de cedência, e rigidez dos provetes ensaiados.....	105
Tabela 15 – Etapas da evolução de dano nos provetes reforçados	106
Tabela 16 - Comprimento das rótulas plásticas nos elementos dos provetes reforçados	111
Tabela 17 – Comprimentos das rótulas plásticas nos elementos dos provetes IPA-2 e IPA-2 reforçado	118
Tabela 18 – Comprimentos das rótulas plásticas nos elementos dos provetes IPB e IPB reforçado	122
Tabela 19 – Comprimentos das rótulas plásticas nos elementos dos provetes IPA-1 e IPA-1 reforçado	127
Tabela 20 – Orçamento da reparação executada aos provetes	143
Tabela 21 – Orçamento do reforço executado no provete IPA-2	143
Tabela 22 – Orçamento do reforço executado no provete IPB.....	144
Tabela 23 – Orçamento do reforço executado no provete IPA-1	144
Tabela 24 – Dano observado por níveis de drift (proвете IPA-2 reforçado).....	145

Tabela 25 - Estado de dano dos elementos IPA-2 reforçado.....	147
Tabela 26 - Dano observado por níveis de drift (provete IPB reforçado)	149
Tabela 27 - Estado de dano dos elementos IPB reforçado	151
Tabela 28 - Dano observado por níveis de drift (provete IPA-1 reforçado).....	153
Tabela 29 - Estado de dano dos elementos IPB reforçado	155

Capítulo 1

Introdução

Capítulo 1

1 Introdução

1.1 Motivação

1.2 Estratégia e Objetivos da dissertação

1.3 Estrutura da dissertação

1 Introdução

O aparecimento do betão armado impulsionou o mercado da construção civil. A partir da década de 60, as estruturas de betão armado têm sido as mais utilizadas para a construção de edifícios. As qualidades mecânicas deste material e facilidade de aplicação em obra conduziram à utilização massiva e generalizada do betão armado. Contudo, a resposta das estruturas compostas por este material a desastres naturais, nomeadamente a eventos sísmicos, nem sempre é eficaz, tendo sido mesmo um aspeto por vezes descurado no início de vida deste material.

Segundo Varum (2008), as primeiras estruturas de betão armado construídas em Portugal eram dimensionadas sem a consideração dos efeitos da ação sísmica. Até esta data, a regulamentação estrutural não referia qualquer critério específico para o dimensionamento sísmico e apenas se começou a considerar após a aprovação dos regulamentos RSEP (Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes) e REBA (Regulamento de Estruturas de Betão Armado). No entanto, apenas para alguns edifícios de maior envergadura eram utilizadas metodologias e regras simplificadas para a consideração da ação sísmica, com recurso a cargas horizontais equivalentes. Em Portugal, as primeiras normas que contemplam uma filosofia de cálculo e pormenorização na linha da atual regulamentação aparecem apenas no início dos anos 80. Acontecimentos recentes comprovam que as consequências após a ocorrência de sismos intensos são catastróficas, verificando-se perdas económicas significativas e um elevado número de vítimas. Devido a estes fatos, o estudo do comportamento das construções às ações sísmicas tem ganho uma importância significativa ao longo dos últimos anos, nomeadamente para a engenharia sísmica. De forma a minimizar o impacto que a ação sísmica tem nos edifícios, muitos investigadores têm desenvolvido diversos estudos relevantes, quer ao nível do dimensionamento de edifícios novos, quer no desenvolvimento de materiais e técnicas de reforço para os edifícios existentes.

1.1 Motivação

É reconhecido que inúmeros edifícios em betão armado do parque edificado em Portugal não foram dimensionados face à ação sísmica, apresentando insegurança em relação às atuais exigências da segurança estrutural.

Nos últimos anos, as observações feitas aos danos provocados em estruturas de betão armado devido à ocorrência de sismos, permitem comprovar que as ligações viga-pilar são as zonas mais afetadas. A partir destas observações, surgem diversos estudos, nomeadamente sobre o comportamento sísmico da ligação viga-pilar e qual a sua influência no comportamento global da estrutura.

Neste sentido, e no seguimento dos estudos realizados, existe a necessidade de aprofundar o conhecimento sobre o reforço das ligações viga-pilar em estruturas de betão armado recorrendo a armaduras exteriores.

1.2 Estratégia e Objetivos da dissertação

O trabalho desenvolvido nesta dissertação foi o de dimensionar, detalhar, executar e ensaiar as soluções de reforço numa série de três nós viga-pilar, já dimensionados, executados e sujeitos a carregamentos horizontais cíclicos, nos estudos experimentais levados a cabo por Garcia (2011) e Melo (2014).

As soluções de reforço serão materializadas com recurso a elementos metálicos e o estudo tem como objetivo avaliar o comportamento da ligação viga-pilar face a carregamentos cíclicos, sendo que a solução de reforço deverá adotar os seguintes critérios:

- De acordo com o Eurocódigo 8 (CEN 2004b), deverá garantir-se que o somatório dos momentos resistentes nos pilares seja superior ao somatório dos momentos resistentes nas vigas em pelo menos 30%, de forma a assegurar o mecanismo de pilar forte-viga fraca;
- Garantir a integridade do interior do nó;
- No caso de ocorrência de rótulas plásticas, garantir que estas sucedam apenas nas vigas e, se possível, em zonas afastadas dos pilares;
- As soluções de reforço devem ser de fácil execução e apresentar uma boa relação custo/benefício.

1.3 Estrutura da dissertação

A presente dissertação encontra-se organizada em 8 capítulos.

No primeiro capítulo é realizada uma pequena introdução do tema em estudo, apresentam-se estratégias e definem-se objetivos para a realização da dissertação.

No segundo capítulo caracterizam-se os edifícios de betão armado, a influência das ações sísmicas nas ligações viga-pilar e os principais parâmetros que influenciam o comportamento destas ligações quando sujeitas a ações sísmicas. São ainda apresentadas

as principais causas de dano e colapso em estruturas de betão armado, assim como os tipos de rotura em nós viga-pilar.

No capítulo três são apresentadas algumas considerações sobre a reparação e reforço de estruturas de betão armado, descrevendo-se algumas técnicas de reforço global e reforço localizado para aumentar a capacidade resistente dos elementos estruturais. Neste capítulo é especificado em maior detalhe o reforço com adição de armaduras exteriores, técnica utilizada na análise experimental da presente dissertação.

No capítulo quatro são apresentados os provetes para o caso de estudo e as principais características que os definem. É ainda determinada a capacidade resistente de cada um dos elementos que constituem os provetes.

No capítulo cinco é definida a estratégia de reforço a implementar, assim como o respetivo dimensionamento. Neste capítulo é ainda realizada uma descrição detalhada de todos os procedimentos dos trabalhos práticos de reparação e reforço dos provetes.

No capítulo seis apresenta-se a descrição da plataforma de ensaio experimental bem como uma caracterização geral dos elementos que a constituem, nomeadamente, os elementos de reação, o sistema de aplicação de cargas e a instrumentação utilizada na monitorização dos provetes. São ainda apresentados os resultados experimentais e explicitados os parâmetros a analisar, especificamente, a relação força-deslocamento, a evolução da energia dissipada, o amortecimento equivalente, a descrição do dano observável no provete e o comprimento da rótula plástica.

No capítulo sete efetua-se uma análise comparativa entre os diferentes provetes reforçados. É também feita uma análise comparativa entre os provetes reforçados e os respetivos provetes originais.

No capítulo oito são apresentadas as principais conclusões das análises realizadas aos resultados obtidos, assim como uma retrospectiva aos objetivos propostos e ao trabalho desenvolvido na dissertação. São também propostos alguns trabalhos para possíveis desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2

Ligações viga-pilar em estruturas
de betão armado

Capítulo 2

2 Ligações viga-pilar em estruturas de betão armado

2.1 Tipos de ligações viga-pilar

2.2 Parâmetros e variáveis analisadas nas ligações viga-pilar

2.2.1 Aderência aço-betão

2.2.2 Armadura transversal

2.2.3 Ancoragem

2.2.4 Tipo de carregamento atuante

2.2.5 Nível do esforço axial no pilar

2.2.6 Propriedades geométricas dos elementos

2.2.7 Resistência à compressão do betão

2.2.8 Resistência do aço

2.3 Principais causas de dano e colapso em estruturas de betão armado quando sujeitas à ação sísmica

2.4 Tipos de rotura em nós viga-pilar

2 Ligações viga-pilar em estruturas de betão armado

A partir da década de 1960, a comunidade científica e técnica tem acompanhado com especial atenção as ligações viga-pilar em estruturas porticadas de betão armado. Este constante aumento de interesse resultou de se ter verificado, em estudos de reconhecimento efetuados após a ocorrência de sismos, que a capacidade resistente destas estruturas era frequentemente condicionada pela capacidade resistente das ligações viga pilar.

As ligações viga-pilar desempenham um papel fundamental na transferência de forças e momentos entre vigas e pilares. Quando sujeitas a um carregamento cíclico, a mudança de direção dos esforços internos provoca uma alteração na distribuição de tensões acelerando a sua degradação mecânica e consequentemente perda de aderência entre o aço e o betão.

Nas últimas décadas foram desenvolvidos inúmeros estudos, especialmente em zonas de elevado risco sísmico como E.U.A, Japão e Nova Zelândia, com o objetivo de identificar os parâmetros com maior influência sobre a capacidade resistente das ligações viga-pilar de estruturas reticuladas de betão armado. Embora não se tenha chegado a uma conclusão consensual análoga à existente para elementos lineares, os mecanismos resistentes das ligações viga-pilar focam-se essencialmente na forma de disposições que visam limitar os esforços transmitidos pelas vigas e pilares à ligação e esquemas de pormenorização de armadura que visam garantir uma adequada capacidade resistente das ligações viga-pilar das estruturas sujeitas à ação sísmica.

Park e Pauly (1973), afirmam que as ligações viga-pilar desenvolvem descontinuidades mecânicas e geométricas que devem ser consideradas aquando do dimensionamento de forma a garantir um bom desempenho estrutural da ligação. O estudo apresentado sobre a capacidade resistente da ligação vem ao encontro dos argumentos apresentados pelos autores como se verifica pelos seguintes pressupostos:

- O comportamento da ligação deve ser qualitativamente igual ao comportamento dos elementos a serem conectados;
- A ligação deve possuir resistência suficiente para suportar as condições de carregamento mais desfavoráveis impostas nos elementos estruturais a serem conectados;

- A ligação não deve condicionar a capacidade resistente da estrutura, assim como impossibilitar o desenvolvimento de toda a capacidade resistente dos elementos estruturais adjacentes;
- O arranjo das armaduras na ligação não deve dificultar a sua colocação, assim como a compactação do betão durante a execução.

Segundo Fernandes (2010), o tipo de dano no nó ou o mecanismo de rotura, devido à ocorrência de eventos sísmicos, está intimamente ligado à tipologia do nó, às disposições construtivas e às propriedades de ligação entre o aço e o betão.

2.1 Tipos de ligações viga-pilar

Numa estrutura porticada de betão armado, a região onde a extremidade das vigas intersesta os pilares é denominada nó viga-pilar. A sua principal função é transmitir as cargas aplicadas e os momentos das extremidades das vigas para os pilares. O nó deve ser dotado de resistência e rigidez adequada de forma a resistir às forças internas induzidas pelos elementos interligados.

Segundo Paulay (1992), os nós classificam-se de acordo com as diferenças existentes nos mecanismos de ancoragem das armaduras das vigas, dividindo a classificação dos nós em dois grupos: internos e externos, Figura 1 a) e b).

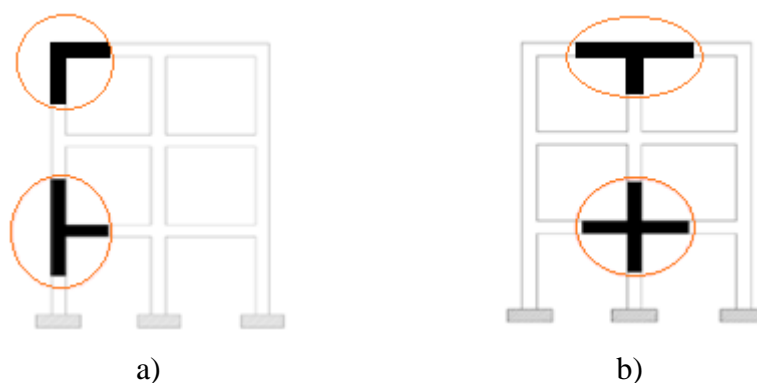


Figura 1 – Nós viga-pilar: a) externos; b) internos; adaptado de Lei (2016)

Os nós podem ser ainda divididos em quatro tipos: a) ligação viga cobertura – pilar interior; b) ligação viga de cobertura – pilar exterior; c) ligação viga – pilar interior; d) ligação viga – pilar exterior.

2.2 Parâmetros e variáveis analisadas nas ligações viga-pilar

O comportamento da ligação viga-pilar numa estrutura de betão armado, quando sujeita a ações sísmicas, é influenciado por diversos parâmetros tais como a aderência aço-betão,

a geometria das ligações, a intensidade das forças de corte no nó, a resistência dos materiais constituintes, o confinamento do nó e o próprio tipo de carregamento na ligação. O elevado número de forças que surgem numa região com uma área e geometria reduzida são a principal dificuldade mecânica existente no nó, e os parâmetros referidos podem condicionar o desempenho da ligação.

Vários autores realizaram estudos durante as últimas décadas em que identificaram parâmetros que influenciam a resposta estrutural da ligações viga-pilar em estruturas de betão armado. Pantazopoulou e Bonacci (2014), realizaram uma compilação dos resultados experimentais obtidos de forma a obter uma descrição do comportamento mecânico das ligações e deduzir a influência destas variáveis na integridade da ligação. Segundo os autores, estes parâmetros são:

- Aderência aço-betão;
- Armadura transversal nos pilares e nas vigas;
- Ancoragem das armaduras no nó;
- Tipo de carregamento;
- Nível do esforço axial no pilar;
- Propriedades geométricas dos elementos;
- Resistência à compressão do betão;
- Resistência do aço;

Segundo os mesmos autores, perante carregamentos cíclicos de elevada intensidade, a taxa de armadura transversal no nó influencia a capacidade resistente e o comportamento global da ligação ao nível dos deslocamentos e rotações.

2.2.1 Aderência aço-betão

As propriedades de aderência entre o aço e o betão são um fator preponderante a ter em consideração quando estruturas de betão armado são sujeitas à ação sísmica, assumindo uma maior importância no caso de existência de armadura lisa, como é o caso de muitos edifícios antigos.

A aderência é o mecanismo responsável pela transferência de esforços entre o aço e o betão e pela compatibilidade de deformações entre eles, condição essencial para a existência do betão armado como material constituinte de elementos estruturais.

Segundo Fernandes (2010), quando estruturas de betão armado estão sujeitas a ações cíclicas, a aderência sofre uma degradação progressiva dando origem ao fenómeno do

escorregamento aço-betão, sendo este um dos acontecimentos responsáveis pelo dano e rotura das estruturas de betão armado.

Melo (2009), refere que a análise de estruturas de betão armado é realizada assumindo uma aderência perfeita entre o aço e o betão, o que implica total compatibilidade entre o aço e o betão. No entanto, este pressuposto só é válido para estados iniciais de carregamento e para valores de tensão reduzidos. Para valores significativos de carregamento, e com a formação de fissuras, a aderência aço-betão degrada-se dando origem a destacamentos relativos entre a armadura e o betão envolvente, surgindo desta forma o fenómeno do escorregamento das armaduras.

Segundo Fernandes (2000), a aderência resulta da combinação de três fatores distintos: aderência por adesão; aderência por atrito e aderência mecânica.

- A aderência por adesão é a resistência ao corte existente na interface dos dois materiais devido às ligações físico-químicas e micro-mecânicas, adquirida durante o processo de presa do betão. Estas ligações são quebradas logo que se verifiquem micro deslocamentos relativos entre o varão e o betão envolvente, ou seja, numa fase inicial de transmissão de esforços ou pela retração do betão. O valor de corte, F_{b1} , pode ser determinado pelo ensaio de separação de um bloco de betão sobre a chapa metálica, Figura 2 a);
- A aderência por atrito é originada pelas forças de atrito entre o aço e o betão, e está diretamente relacionada com a rugosidade das superfícies em contacto, dependendo, portanto, de vários fatores como o estado de oxidação do varão, composição do betão, forças de contacto entre as superfícies e do número de ciclos de carregamentos anteriores que provocam uma degradação no atrito nas superfícies de contacto. Nos varões nervurados, a aderência por atrito só se contabiliza após o colapso da aderência mecânica. A aderência por atrito quantifica-se pelo valor da força de tração aplicada na extremidade do varão, Figura 2 b);



Figura 2 – Ensaios de aderência: a) adesão; b) mobilização do atrito; adaptado de Garcia (2011)

- A aderência mecânica resulta do efeito de ancoragem conferido pelas nervuras existentes na superfície do varão. É este mecanismo que realiza uma efetiva transferência de forças, sendo o principal responsável pelas tensões instaladas no betão.

No que se refere aos varões lisos, estes podem ter a capacidade de aderência mecânica devido à rugosidade superficial provocada pelos fenómenos de corrosão e pelas irregularidades na superfície provocadas pela rugosidade originada no processo de fabrico. Contudo, os varões nervurados possuem uma capacidade de aderência mecânica muito superior aos varões lisos, Figura 3.

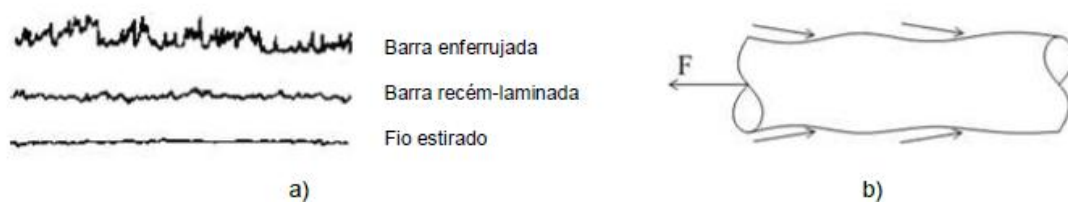


Figura 3 – Aderência aço liso: a) rugosidade superficial; b) mobilização mecânica; adaptado de Garcia (2011)

A aderência aço-betão é condicionada por vários fatores, entre os quais se destacam:

- Velocidade e duração do carregamento;
- Escorregamento das armaduras;
- Resistência do betão;
- Classe do aço;
- Recobrimento e espaçamento das armaduras;
- Diâmetro das armaduras;
- Comprimento de ancoragem;
- Tipo e geometria das nervuras da armadura;
- Efeito de confinamento;
- Quantidade e posição da armadura transversal.

2.2.2 Armadura transversal

Alva (2004), defende que a armadura transversal desempenha um papel fundamental na estabilidade da ligação viga-pilar, pois participa diretamente na resistência ao corte do nó e aumenta o grau de confinamento da ligação, resultando num aumento da resistência do pilar e promovendo uma maior participação do mecanismo da biela diagonal.

De acordo com os estudos realizados pelo mesmo autor, verifica-se que o aumento da área de estribos promove efetivamente o aumento da resistência do nó, além disso, observa-se que a área de estribos influencia o modelo de fissuração e os deslocamentos globais da estrutura, especialmente para solicitações de elevada intensidade.

Um estudo realizado pelos autores Monti e Nuti (1992), demonstra que quando a razão entre o comprimento e o diâmetro do varão é superior a cinco, surge a encurvadura plástica do varão e o comportamento do aço altera-se, em que o patamar de cedência e a região de endurecimento por deformação tendem a desaparecer. Este é um fator importante a ter em conta em elementos sujeitos a carregamentos cíclicos, uma vez que após a fissuração e desfragmentação do betão de recobrimento, o espaçamento entre estribos não impede a encurvadura dos varões.

2.2.3 Ancoragem

A ancoragem pretende garantir através do fenómeno de aderência, a transmissão das forças de tração e compressão do betão para os varões do aço, de forma a assegurar a inexistência de danos ou ruína das ligações viga-pilar. Esta transferência de forças é significativamente mais complexa nos nós externos pois trata-se de uma zona com elevada concentração de tensões de tração, originando uma deficiente aderência entre o aço e o betão.

Segundo Kotsovou e Mouzakis (2012), a ancoragem das armaduras longitudinais das vigas em ligações viga-pilar de extremidade, numa estrutura de betão armado sujeita a ações cíclicas, é extremamente importante. Segundo os autores, a ancoragem conduz a uma melhoria significativa do comportamento ao nível da capacidade resistente e rigidez da ligação, para além de que também proporciona um menor congestionamento de armaduras no nó.

Em relação à ancoragem dos varões de aço comprimidos, o comportamento da ligação é mais simples uma vez que a compressão dos varões na zona de ancoragem origina menos danos no betão relativamente aos varões tracionados.

Para além da aderência, existem outros fatores que condicionam a ancoragem dos varões de aço tais como a qualidade e a resistência do betão, a posição das armaduras em relação às etapas de betonagem, a força de tração nos varões e o arranjo da própria ancoragem. Os tipos de ancoragem mais utilizados são as ancoragens retas e curvas. Nas primeiras as forças são transmitidas através de solicitações tangenciais, enquanto que as ancoragens

curvas, para além das solicitações tangenciais, uma parte da força também é transmitida para o betão por compressão. Contudo, essas tensões são normalmente acompanhadas por tensões de tração que provocam fendilhação do betão.

2.2.4 Tipo de carregamento atuante

Os carregamentos atuantes nas estruturas podem ser do tipo estático ou dinâmico. O carregamento estático pode atuar permanentemente na estrutura e pode ser de curta duração, longa duração ou monotónico. No carregamento dinâmico o tempo de atuação na estrutura varia e as ações dinâmicas podem ser de vários tipos entre as quais de destacam as ações cíclicas, caracterizadas por uma determinada amplitude de deslocamento ou tensão.

Garcia (2011), afirma que os carregamentos monotónicos são caracterizados por um incremento de força ou de deslocamento, de forma crescente, normalmente a velocidade constante e sem inversão do sentido do deslocamento. Este tipo de solicitação não provoca fadiga na aderência entre a armadura de aço e o betão, verificando-se valores mais elevados para a tensão última de aderência.

Segundo o mesmo autor, de uma forma geral, as ações cíclicas provocam no betão um comportamento mais complexo relativamente às ações monotónicas. Os carregamentos cíclicos, tanto o repetido como o alternado, provocam danos evidenciados pelo surgimento crescente da fissuração na estrutura. A aplicação de cargas cíclicas no betão origina a perda de rigidez do material e o aparecimento de deformações permanentes, devido à evolução das microfissuras. Em relação às armaduras de aço, quando sujeitas a carregamento cíclico, estas demonstram algumas carências ao nível da fadiga que podem levar ao colapso da estrutura. Esta anomalia depende de vários fatores relativamente aos varões de aço, tais como a presença ou não de nervuras, diâmetros, existência de dobras ou desvios e emendas por sobreposição.

Garcia (2011), refere que as ações cíclicas podem variar em sentido e intensidade e distingue dois tipos destas ações, a que os elementos estruturais podem estar sujeitos e que se caracterizam pelo número de ciclos. As primeiras são caracterizadas pelo número baixo de ciclos (*low-cycle*), com carregamento elevado ao nível do estado limite último, característico de ações sísmicas ou ventos. As segundas são caracterizadas pelo elevado número de ciclos (*highs-cycle*), e cuja a ação resulta na fadiga da estrutura, sob o carregamento de serviço, característico das ações dos veículos sobre pontes ou máquinas em edifícios.

De acordo com Alva (2004), o aumento de solicitações cíclicas, para uma mesma amplitude da força, produz um aumento das deformações nos estribos e um acréscimo dos deslocamentos globais na ligação, contribuindo para a deterioração mecânica do betão.

2.2.5 Nível do esforço axial no pilar

A intensidade de cargas que os pilares transmitem às fundações dependem de vários fatores, nomeadamente, o tipo de ações gravíticas aplicadas nos pavimentos, na cobertura, da configuração estrutural e o próprio peso dos materiais utilizados. A análise bibliográfica realizada revela que a influência destes esforços axiais na resistência dos nós, nomeadamente o efeito do esforço axial na resistência ao corte, ainda é um assunto pouco esclarecido entre os investigadores.

Segundo o estudo de Paulay & Priestley (1992), a força axial no pilar exerce um efeito benéfico relativamente à força de corte horizontal, tanto nos nós externos como nos nós internos.

Apesar de pouco esclarecido, é consensual entre a maior parte dos investigadores que a força axial influencia a resistência do nó. Um dos parâmetros assumidos em modelos de vários autores e que ajudam a explicar o efeito positivo do esforço axial, é o facto de o aumento da intensidade do esforço axial provocar um aumento da zona comprimida do pilar, e consequentemente um aumento da área da biela diagonal.

2.2.6 Propriedades geométricas dos elementos

As diferentes configurações de ligações viga-pilar resultam em diferentes intensidades de tensões no mecanismo da biela diagonal. Sendo este um dos mecanismos que contribui para a resistência ao corte da ligação, considera-se que a relação entre as alturas das secções da viga e do pilar é uma das variáveis mais relevantes a ter em conta para este tipo de estudo.

Alva (2004), refere que a relação entre as alturas da secção do pilar e da viga exerce uma influência direta no comportamento do nó, isto é, alturas de viga substancialmente maiores que as alturas dos pilares conferem ao nó comportamentos menos favoráveis face à solicitação de carregamentos cíclicos. Esta diferença geométrica dos elementos origina que as rótulas plásticas se desenvolvam primeiramente nos pilares (*soft-storey*), contrariando a filosofia de projeto de estruturas de betão armado. De forma a evitar este fenómeno, a norma americana ACI 318 (1995), determina que a soma dos momentos

resistente nominais das secções dos pilares, localizados imediatamente acima e a baixo da viga, seja maior que 1,2 a soma dos momentos resistentes nominais das secções das vigas que chegam ao pilar.

No que se refere à norma portuguesa, o Eurocódigo 8 (CEN 2004b) define que em edifícios com estruturas porticada com dois ou mais pisos, a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó, deverá ser superior a 1,3 a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

2.2.7 Resistência à compressão do betão

Alva (2004), refere que a resistência do nó, face a esforços de corte, cresce com o aumento da resistência à compressão do betão. Segundo o autor, para algumas das principais normas de cálculo, alguns pesquisadores assumem que esse crescimento é proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão.

Nas análises realizadas na pesquisa de Alva (2004), baseadas nos resultados obtidos experimentalmente e para modelos teóricos que representam nós externos, o autor conclui que a resistência do nó de um pórtico é afetada pela resistência à compressão do betão, sendo, em muitos casos, mais determinante que a influência dos estribos.

2.2.8 Resistência do aço

Os varões de aço são caracterizados pelo seu processo de fabrico, distinguindo-se dois tipos, o aço laminado a quente e o aço endurecido a frio, Figura 4 a) e b).

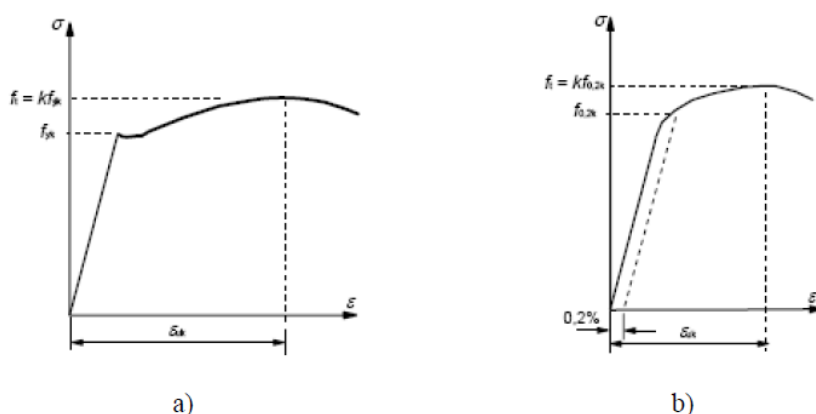


Figura 4 – Diagrama tensões-extensões do aço segundo o Eurocódigo 2: a) Aço laminado a quente; b) Aço endurecido a frio; adaptado de Cachim e Moraes (2013)

De acordo com o Eurocódigo 2, a tensão de cedência ou a tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% e a resistência à tração são definidas, respetivamente, como o

valor característico da força de cedência e o valor característico da força máxima em tração simples, divididos pela área nominal da secção transversal.

O mesmo Eurocódigo refere que as armaduras devem apresentar uma ductilidade adequada, definida pela relação entre a resistência à tração e a tensão de cedência e pela extensão na carga máxima.

2.3 Principais causas de dano e colapso em estruturas de betão armado quando sujeitas à ação sísmica

A atividade sísmica já provou que pode ter efeitos devastadores, pelo que a sua ação sobre as construções não pode ser ignorada. Apesar de grande parte dos edifícios construídos até à década de 1970 não possuírem qualquer tipo de especificações relativamente às ações sísmicas, Varum (2005), garante que a existência de regulamentação não é só por si suficiente para garantir a segurança das estruturas. Existem outros fatores determinantes na deterioração de elementos estruturais de betão armado, tais como: o processo construtivo; o conhecimento científico; a qualidade de pormenorização dos projetos; as alterações durante a fase de construção; o local de implementação da estrutura.

Segundo Melo (2009), os principais fatores de dano e colapso nos elementos estruturais de betão armado, devido à ação sísmica, podem ser classificados como internos, quando se encontram relacionados com a própria estrutura, e externos, quando estão relacionados com o tipo de solo e edificações adjacentes.

Relativamente aos fatores de dano externos, segundo Bhatt (2007), os problemas inerentes à ação sísmica devem-se fundamentalmente à incorreta escolha do solo de fundação, que resulta em fundações inadequadas, que combinado com a ação sísmica pode gerar assentamentos ou liquefações do solo e consequentemente graves danos na construção, Figura 5.



Figura 5 – Efeito da liquefação do solo: a) Niigata, 1964; b) Turquia, 1999; adaptado de Bhatt (2007)

O autor refere ainda que o principal problema associado aos edifícios adjacentes são as juntas existentes entre eles. As juntas, dimensionadas adequadamente, permitem que os edifícios oscilem isoladamente. No entanto, em grande parte dos edifícios antigos, as juntas são inexistentes, pois estes partilham frequentemente a parede de empena.

Em relação aos fatores internos, Varum (2005), refere que o dano e o colapso das estruturas de betão armado, sujeitas à ação sísmica, estão associados aos seguintes efeitos:

- Estribos/cintas e confinamento inadequado;
- Ductilidade insuficiente;
- Aderência aço-betão deficiente;
- Incorreta amarração e sobreposição da armadura principal;
- Reduzida capacidade resistente das vigas e pilares aos esforços de corte e à flexão;
- Mecanismos viga forte-pilar fraco;
- Influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico das estruturas;
- Influência dos modos de vibração elevados.

De acordo com Silva (2007), a falta de pormenorização dos elementos estruturais contribui para o mau desempenho das estruturas de edifícios face a ações dinâmicas. As zonas das estruturas onde surgem rótulas plásticas têm que apresentar um nível de detalhe adequado para se obter a ductilidade apropriada. Um dos problemas mais frequentes é a falta de pormenorização das armaduras transversais, sendo que uma deficiente amarração ou um excessivo espaçamento das cintas pode provocar a encurvadura das armaduras por flexão ou rotura por corte. A elevada concentração de armadura pode levar ao aparecimento de zonas ou espaços vazios no interior dos elementos de betão, devido à má ou difícil compactação por um excesso de armadura no elemento estrutural.

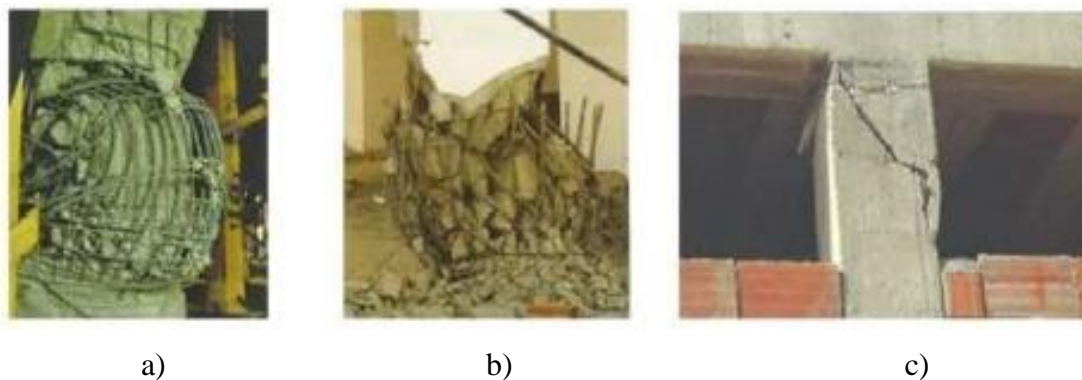


Figura 6 - Danos estruturais devia a má pormenorização: a) e b) cintagem inadequada de pilares; c) formação de pilares curtos e deficiente cintagem; adaptado de Silva (2015)

Fernandes e Debs (2005), refere que o betão armado apresenta um comportamento muito complexo, e um desses exemplos é que, mesmo em serviço, as estruturas de betão armado trabalham com a secção fissurada em zonas tracionadas, apresentando assim um comportamento não linear. No caso de ações cíclicas, a amplitude da força e a intensidade do carregamento são outros parâmetros que estão envolvidos, tornando assim o problema mais complexo. Estes tipos de ações podem tornar a estrutura mais frágil ou até mesmo incapaz de suportar as condições de utilização para a qual foi projetada.

2.4 Tipos de rotura em nós viga-pilar

Garcia (2011), descreve cinco possibilidades de rotura das ligações viga pilar devido a carregamentos cíclicos:

- Rotura por tensão diagonal de tração. Este tipo de rotura sucede quando as tensões provenientes do momento fletor não são absorvidas pela armadura;
- Rotura por tensão de tração normais às armaduras principais. Ocorre no betão pela tensão de fendilhação, devido à mudança de direção dos varões da armadura principal tracionada;
- Rotura por cedência das armaduras principais. Este tipo de rotura causa grandes deformações no nó e deve-se fundamentalmente à cedência da armadura dentro da ligação;
- Rotura por ancoragem insuficiente. O risco de ocorrência deste tipo de rotura aumenta perante carregamentos cíclicos;
- Rotura por esmagamento do betão em zonas comprimidas. Surge quando o betão dentro do nó apresenta uma resistência à compressão inferior à resistência dos elementos estruturais que se intersejam no nó.

Capítulo 3

Reforço e reparação de nós viga-pilar
em estruturas de betão

Capítulo 3

3 Reforço e reparação de nós viga-pilar em estruturas de betão

3.1 Técnicas de reforço global em estruturas de betão armado

3.1.1 Adição de paredes resistentes de betão armado

3.1.2 Contraventamentos metálicos

3.1.3 Isolamento da base

3.2 Técnicas de reforço localizado em estruturas de betão armado

3.2.1 Injeção de resinas *epoxy*

3.2.2 Encamisamento das secções com betão armado

3.2.3 Encamisamento em Shotcrete

3.2.4 Reforço com materiais compósitos (FRP)

3.2.5 Reforço por adição de armaduras exteriores

3.2.5.1 Disposições construtivas

3.2.5.1.1 Reforço de vigas à flexão

3.2.5.1.2 Reforço de vigas ao esforço transversal

3.2.5.1.3 Reforço de pilares

3.2.5.2 Caracterização da técnica de reforço por adição de armaduras exteriores

3 Reforço e reparação de nós viga-pilar em estruturas de betão

Ao longo dos últimos anos, a necessidade de reabilitação e reforço das estruturas de betão armado tem vindo a crescer consideravelmente. Tal facto, deve-se a um conjunto de causas que, em conjunto ou separadamente, determinam a sua intervenção.

Sousa (2008), refere algumas das causas mais frequentes, entre as quais se destacam: a degradação da estrutura devido ao envelhecimento natural, erros de projeto/construção, falta de manutenção; degradação da estrutura como resultado de causas acidentais como sismos ou explosões; modificação do sistema estrutural por supressão de elementos; alteração da sobrecarga de utilização; prolongamento da vida útil da estrutura.

Segundo Varum (2005), a seleção da estratégia de reforço e a sua implementação devem basear-se em resultados de uma avaliação estrutural rigorosa. O autor distingue dois tipos de estratégias de reforço. O reforço do sistema global da estrutura, que tem como objetivo o aumento da capacidade resistente do edifício, e a segunda estratégia consiste no reforço localizado, tendo como objetivo o aumento da resistência de um ou mais elementos estruturais.

Tendo em conta os pressupostos das estratégias de reforço, deve ter-se em consideração os efeitos que estes podem provocar nos elementos estruturais. Fardis (2009), refere que qualquer intervenção de reabilitação não deverá prejudicar a capacidade resistente e a segurança dos elementos estruturais. Desta forma, no dimensionamento das soluções de reforço, deverá garantir-se que:

- O aumento da capacidade resistente de um elemento em flexão não o torna frágil ao esforço transversal;
- O reforço das vigas não transfere as rótulas plásticas para os pilares;
- A capacidade resistente das ligações viga-pilar não é afetada;
- A continuidade do ‘caminho das forças’, assegurando a transferência das forças de inércia dos elementos onde estas surgem, para os elementos do sistema resistente, e até às fundações;
- A segurança das ligações entre elementos estruturais existentes e elementos estruturais de reforço;
- A estrutura reforçada não tende a concentrar os danos numa zona localizada.

3.1 Técnicas de reforço global em estruturas de betão armado

Segundo Varum (Varum *et al.*, 2005), a adoção de estratégias de reforço global do sistema estrutural tem, frequentemente, custos mais reduzidos que o reforço localizado, principalmente se o reforço dos elementos estruturais obrigar à desocupação temporária do edifício, demolições, ou reconstrução de elementos não estruturais. O autor refere que a inadequada resposta dos edifícios à ação sísmica deve-se, em muitos casos, a irregularidades estruturais ao nível da rigidez e resistência e irregularidades em planta que induzem torção global. Desta forma, para o autor, a correção ou redução destas irregularidades passa por:

- Demolição parcial do edifício. A adoção desta solução poderá ter um impacto arquitetónico e funcional significativo no edifício;
- Adição de sistemas resistentes, de contraventamento, ou paredes de betão armado no *soft storey*;
- Introdução de juntas de dilatação.

3.1.1 Adição de paredes resistentes de betão armado

Esta técnica consiste na aplicação de paredes de betão armado adequadamente distribuídas na estrutura. Esta é uma das técnicas mais utilizadas no reforço global de edifícios com insuficiente resistência sísmica. De acordo com Varum (Varum *et al.*, 2005), as novas paredes protegem os elementos existentes, controlando a deformação lateral dos pisos. Para além de aumentarem a rigidez lateral significativamente, as paredes resistentes também aliviam os pórticos originais das forças sísmicas.

No entanto, Varum (Varum *et al.*, 2005) refere que a principal desvantagem da adoção desta técnica prende-se com a necessidade de reforço do sistema de fundações, de forma a que esta resista a maiores ações sísmicas e ao peso próprio da estrutura.

3.1.2 Contraventamentos metálicos

A utilização de contraventamentos metálicos é outra forma de reforço global do sistema estrutural, contudo, o reforço com recurso a paredes resistentes é mais eficiente no que se refere à melhoria da rigidez da estrutura. Varum (Varum *et al.*, 2005) refere que a capacidade de aumentar a rigidez dos edifícios com contraventamentos é limitada, pois a mobilização do funcionamento dos contraventamentos exige a instalação de níveis de deslocamento consideráveis.

Esta técnica consiste na ligação das diagonais do contraventamento a outras peças em aço horizontais e verticais, que por sua vez, são continuamente ligadas às vigas e pilares do sistema. A vantagem deste tipo de reforço é que, comparativamente com a adição de paredes resistentes, não exige intervenções de reforço nas fundações e a sua montagem não é tão interventiva.

3.1.3 Isolamento da base

O princípio desta técnica baseia-se no controlo da solicitação que atua sobre a base da estrutura, suprimindo a interação entre o solo e a superestrutura. Desta forma, há uma redução da vibração da superestrutura e consequentemente menos danos (Varum *et al.*, 2005).

Segundo Pinho (2000), esta técnica consiste na construção de uma dupla fundação, separada por um sistema de isolamento que garante a descontinuidade entre a superestrutura e a fundação do sistema estrutural. Assim, a maioria da energia induzida pelo sismo é absorvida pelos dispositivos de isolamento.

Em comparação com outras técnicas de reforço global de edifícios, esta é uma solução dispendiosa e a sua aplicação não é competitiva, no entanto, verifica-se que é uma técnica bastante efetiva na reabilitação de edifícios muito rígidos, baixos e com massa considerável.

3.2 Técnicas de reforço localizado em estruturas de betão armado

As técnicas de reforço localizado descritas neste ponto, apresentam um papel fundamental na reparação e reforço de estruturas de betão armado para as quais apenas alguns dos seus elementos não apresentam os critérios de resistência, rigidez, ou capacidade de deformação, necessários para cumprir os objetivos de desempenho impostos à estrutura. Modificações ao nível dos elementos que apresentam deficiências estruturais ou sofreram danos durante eventos sísmicos, tende a ser uma estratégia economicamente vantajosa no reforço e reabilitação de estruturas.

3.2.1 Injeção de resinas *epoxy*

A injeção de resinas é uma técnica largamente usada na reparação de fissuras de baixa a média espessura em elementos de betão armado. Nestes elementos a resistência original

pode ser reestabelecida com injeção de resinas. No entanto, esta técnica é mais eficaz para elementos em que o caminho de injeção nas fendas esteja desimpedido e para elementos com reduzida taxa de armadura.

3.2.2 Encamisamento das secções com betão armado

O encamisamento de secções de betão armado é uma das técnicas de reparação e reforço mais utilizadas em elementos estruturais de betão armado severamente danificados. Esta técnica consiste no aumento da secção do elemento a reforçar através da adição de uma nova camada de betão, na qual se inserem novas armaduras. As armaduras incorporadas podem ser longitudinais e transversais, melhorando assim a resistência à flexão e corte, sendo ainda possível aumentar a resistência à compressão, ductilidade e capacidade de deformação, devido ao efeito de confinamento conferido pela armadura de reforço transversal.

Apesar das boas características mecânicas que esta solução de reforço apresenta, há que destacar algumas desvantagens, nomeadamente, as dimensões finais dos elementos superiores às dimensões iniciais, o que induz alterações ao nível da arquitetura, e o tempo de espera para que o betão novo adquira a resistência para o qual foi projetado.

O modo de aplicação do betão de encamisamento varia, sendo que este pode ser projetado, aplicado como auxílio de cofragem ou diretamente à colher. No entanto, deve-se ter especial atenção à preparação da superfície do elemento a ser reforçado. É essencial remover o betão deteriorado e aumentar a rugosidade da superfície a reforçar, de forma a obter-se uma ligação eficiente entre o material existente e o de reforço.

3.2.3 Encamisamento em *Shotcrete*

Esta técnica consiste na projeção de um betão com um elevado conteúdo de betão e agregados finos nas superfícies dos elementos danificados ou a reforçar. Esta, é uma técnica regularmente adotada em combinação com o encamisamento em betão em pilares e vigas.

Esta técnica apresenta a vantagem da resistência das camadas de betão aplicado ser elevada, o que permite a sua aplicação onde o recurso à cofragem não é fácil, nomeadamente em ligações viga-pilar.

3.2.4 Reforço com materiais compósitos (FRP)

Os materiais compósitos F.R.P. são essencialmente constituídas por fibras de elevada resistência embebidas numa matriz polimérica. Entre as fibras mais utilizadas como materiais de reforço na construção civil destacam-se as fibras de vidro, aramida e carbono. Este é um método de reforço cada vez mais recorrente dado as excelentes propriedades que estes materiais apresentam, tais como, a elevada resistência à tração, resistência à corrosão e elevada resistência à fadiga.

Segundo Varum (Varum *et al.*, 2005), a técnica de encamisamento com fibras de carbono é essencialmente eficiente no reforço e confinamento de pilares nas zonas críticas, e no reforço em flexão de vigas e pilares. Segundo este autor, a flexibilidade das mantas de carbono facilita a sua aplicação sobre os pilares independentemente da sua forma geométrica, além de que o reduzido peso dos materiais compósitos simplifica e reduz os custos da sua aplicação em obra e a reduzida espessura das mantas não alteram normalmente a estética da estrutura, Figura 7.

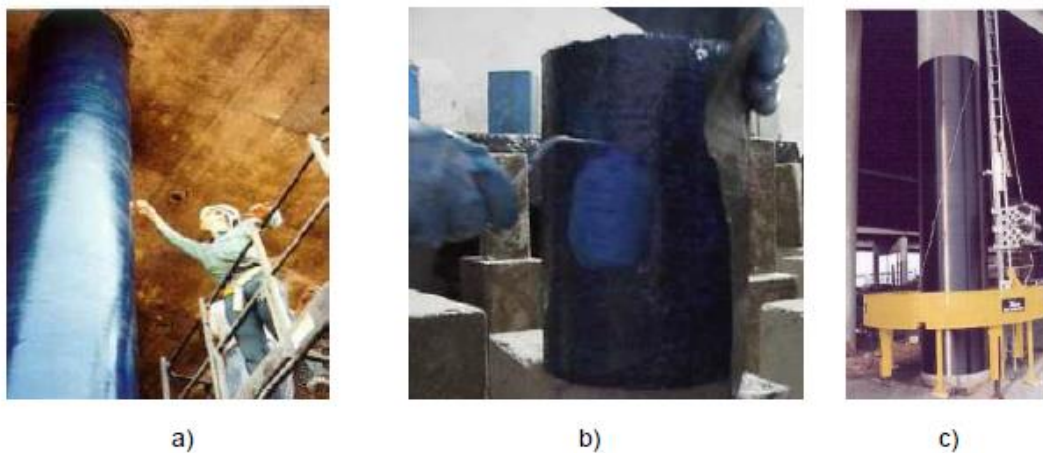


Figura 7 – Encamisamento de pilares com materiais compósitos: a) reforço com mantas; b) reforço com tecidos; c) reforço com fios de FRP; adaptado de Rodrigues (2005)

3.2.5 Reforço por adição de armaduras exteriores

Esta dissertação será focada no reforço de estruturas de betão armado com adição de armaduras exteriores. Desta forma, pretende-se pormenorizar alguns aspetos relacionados com este tipo de reforço, nomeadamente, as disposições construtivas e a caracterização da técnica de reforço.

O reforço de secções por adição de armaduras exteriores é uma das técnicas mais utilizadas quando as dimensões dos elementos estruturais e a qualidade do betão se consideram adequadas, mas existe uma insuficiência de armaduras.

Esta técnica consiste na colocação de chapas de aço ou perfis metálicos na superfície do elemento a reforçar. Estes elementos podem ser ligados por colagem simples com resina *epoxy* ou por colagem com resina *epoxy* aplicada por injeção e a ligação poderá ser complementada com buchas metálicas.

Este tipo de reforço de estruturas de betão armado tem crescido ao longo dos últimos anos ao nível da aplicação. Tem-se revelado uma solução viável devido às vantagens que apresenta, tais como a facilidade e rapidez de execução, a manutenção da secção geométrica, praticamente inalterada em relação ao original, evita demolições e permite uma melhoria significativa da capacidade resistente.

No entanto, também apresenta algumas desvantagens, nomeadamente o elevado peso dos elementos metálicos que dificulta o seu manuseamento ou a sensibilidade aos agentes atmosféricos, como a corrosão das chapas ou a deterioração da cola. Para além destes fatores, os elementos metálicos são extremamente vulneráveis à ação do fogo, sendo fundamental a adoção de medidas de proteção.

Na verificação da segurança aos estados limites últimos, Appleton e Gomes (1997), referem que esta técnica é eficaz para o controlo da fendilhação e apresenta dois contributos favoráveis em relação à deformação: repõe o monolitismo associado à injeção de resina nas fendas e aumenta a inércia das secções.

3.2.5.1 Disposições construtivas

O reforço por adição de armaduras exteriores pretende aumentar a resistência à flexão e/ou esforço transversal quando aplicado nas vigas. No caso de reforço dos pilares, este tem como objetivo aumentar o confinamento, aumentar a capacidade resistente em flexão composta e aumentar a capacidade resistente ao esforço transversal.

Em relação às dimensões e disposições construtivas das chapas de reforço, verifica-se a falta de regulamentação específica. Appleton (Appleton *et al.*, 1997) elaboram um conjunto de recomendações relativas às dimensões mínimas e máximas a adotar para os elementos metálicos de reforço e indicam algumas disposições construtivas relativamente à colocação consoante a natureza do reforço.

3.2.5.1.1 Reforço de vigas à flexão

O reforço de vigas à flexão consiste na colocação de chapas metálicas na parte inferior da viga, como representado na Figura 8 a) e b). As dimensões da espessura e comprimento da resina *epoxy* e chapa metálica variam de acordo com os valores apresentados.

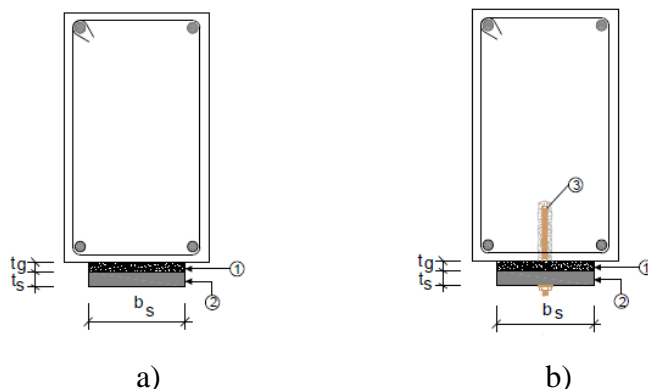


Figura 8 – Reforço de vigas à flexão (dimensões recomendadas): a) sem buchas metálicas; b) com buchas metálicas; adaptado de Sousa (2008)

1 - Resina *epoxy*

2 – Chapa de reforço

$tg \leq 2 \text{ mm}$

$ts \leq 4 \text{ mm}$

$bs \geq 50 \text{ mm}$

1 - Resina *epoxy*

2 – Chapa de reforço

3 – Bucha metálica

$tg \leq 2 \text{ mm}$

$ts \leq 12 \text{ mm}$

$bs \geq 80 \text{ mm}$

3.2.5.1.2 Reforço de vigas ao esforço transversal

O reforço de vigas ao esforço transversal baseia-se na colocação de chapas metálicas nas partes laterais da viga, como ilustrado na Figura 9 a) e b).

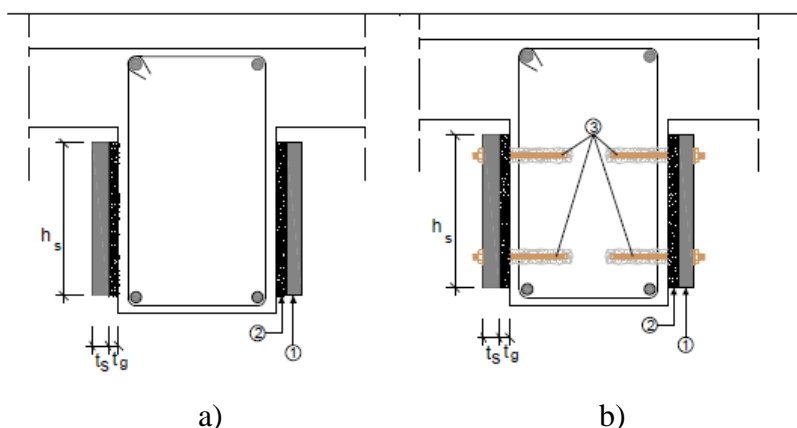


Figura 9 – Reforço de vigas ao esforço transversal (dimensões recomendadas): a) sem buchas metálicas; b) com buchas metálicas; adaptado de Sousa (2008)

1 - Chapa de reforço

2 – Resina *epoxy*

$t_g \leq 2 \text{ mm}$

$t_s \leq 3 \text{ mm}$

$h_s \geq 100 \cdot t_s$

1 - Chapa de reforço

2 – Resina *epoxy*

3 – Bucha metálica

$t_g \leq 2 \text{ mm}$

$t_s \leq 8 \text{ mm}$

$h_s \geq 100 \cdot t_s$

3.2.5.1.3 Reforço de pilares

O incremento da cintagem adquirido pelo reforço dos pilares, permite uma melhoria na ductilidade do pilar, o que se revela um fator importante para a melhoria do comportamento sísmico da estrutura.

As soluções mais correntes de reforço metálico de pilares são chapas de aço ou cantoneiras coladas com resina *epoxy*. Da mesma forma que o reforço de vigas, também neste caso a ligação pode ser complementada por buchas metálicas, no entanto, no caso das cantoneiras, esta só é viável caso a dimensão da armadura de reforço seja suficientemente elevada de forma a que as buchas não colidam com a armadura inicial, Figura 10 b). Caso não seja possível a utilização de buchas, pode recorrer-se à soldadura das cantoneiras às armaduras iniciais, Figura 10 a).

Appleton e Gomes (1997), referem que as cantoneiras devem apresentar uma dimensão mínima recomendada de 50 x 50 x 5 mm. Segundo os autores, para além dos métodos de ligação das cantoneiras aos elementos estruturais referidos, estas ainda devem ser ligadas entre si através de barras soldadas, Figura 10 c), condição necessária para aumentar o confinamento do pilar. As barras soldadas aumentam também a capacidade resistente do pilar ao esforço transversal.

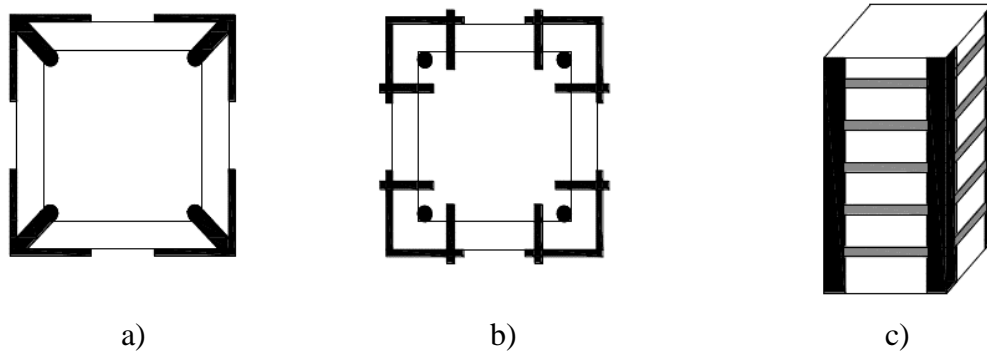


Figura 10 – Reforço de pilares: a) cantoneiras fixas à armadura com soldaduras; b) cantoneiras fixas com buchas metálicas; c) cantoneiras ligadas através de barras soldadas; adaptado de Appleton e Gomes (1997)

3.2.5.2 Caracterização da técnica de reforço por adição de armaduras exteriores

Appleton e Gomes (1997), referem que as principais fases de aplicação de chapas coladas por injeção de resina e adição de buchas metálicas devem seguir os passos seguintes:

- Após a preparação da superfície, posicionar as chapas de reforço através de buchas de aço de alta resistência, que devem ser introduzidas em furos previamente executados;
- Sellar a zona a injetar através da aplicação de uma resina *epoxy* com uma carga, por exemplo betume de pedra, no contorno da chapa e sobre a cabeça das juntas;
- Injetar o espaço compreendido entre a superfície do betão e a chapa metálica através de uma resina *epoxy* de baixa viscosidade.

No caso da colagem, os autores referem que após a preparação da superfície do betão, efetua-se uma pintura com resina fluida seguida de uma camada de resina com areia siliciosa. A chapa deve ser aplicada posteriormente com uma pressão na ordem dos 0,1 a 0,5 MPa.

3.2.5.2.1 Tratamento da superfície do betão

A ligação da superfície do betão com a resina *epoxy* assume extrema importância para o sucesso do reforço do elemento. Assim, deve garantir-se que as impurezas depositadas na superfície do betão existente são removidas, tal como o betão degradado. Uma das técnicas mais utilizadas nesta fase é a aplicação de jato de água sob pressão controlada, Figura 11 a).

A superfície do betão deve apresentar alguma rugosidade, no entanto deve evitar-se que esta seja excessiva de forma a não obterem espessuras de resina elevadas. A rugosidade pretendida é obtida com o auxílio do martelo de agulhas, Figura 11 b).



Figura 11 – Tratamento da superfície do betão: a) jato de água; b) martelo de agulhas; adaptado de Sousa (2008)

3.2.5.2.2 Tratamento das chapas

A ligação entre a resina e as chapas são igualmente um aspeto a ter em conta para assegurar a eficácia da ligação. Desta foram, também as chapas estão sujeitas a vários procedimentos de proteção e tratamento desde o seu fabrico até à aplicação em obra. Sousa (2008), divide estes procedimentos em três fases:

- Decapagem das chapas após o fabrico;
- Colocação de película plástica para o seu transporte e manuseamento;
- Remoção da película plástica e limpeza da chapa para remoção de óleos e gorduras. Esta fase deve ser executada imediatamente antes da aplicação das chapas.

A ação do fogo reduz as características resistentes das chapas metálicas, afetando severamente o seu desempenho estrutural. Uma das formas de retardar a ação do fogo e preservar a integridade das chapas é a proteção destas com produtos que diminuam a velocidade com que são aquecidos, devendo também ser resistentes à abrasão causada pelos gases quentes e ação direta da chama.

Em relação aos materiais de proteção, estes podem ser de dois tipos:

- Materiais pesados. Estes materiais apresentam uma grande capacidade térmica, o que se traduz numa elevada absorção de calor;
- Materiais leves, sendo que estes devem apresentar uma reduzida condutibilidade térmica.

Os materiais mais utilizados na proteção contra o fogo são o betão, o gesso, a vermiculite, a perlite, fibras minerais, argila expandida e betões leves, amianto e pinturas intumescentes.

Entre estes materiais, apesar de ser um método de utilização relativamente recente, as pinturas intumescentes destacam-se devido às vantagens que apresenta. O seu modo de aplicação é relativamente simples e não apresenta um grande impacto arquitetónico. Este método de proteção consiste na aplicação de uma tinta com características especiais sobre a superfície a proteger. Estas tintas possuem componentes ativas que sob a influência de calor expandem, formando uma proteção que pode atingir até sessenta vezes a sua espessura inicial. Antes de ser aplicada, a superfície deve ser preparada conforme as recomendações do fabricante, devendo ser posteriormente recoberta por uma tinta de proteção de acabamento de base acrílica ou poliuretânica, pois a sua resistência química e física é reduzida.

Capítulo 4

Casos de estudo

Capítulo 4

4 Casos de estudo

4.1 Descrição dos provetes

4.2 Capacidade resistente dos elementos estruturais

4 Casos de estudo

No presente capítulo são descritos os provetes que serviram de base para a elaboração da presente dissertação. Os provetes em causa foram elaborados e testados experimentalmente, através de carregamentos horizontais cíclicos, por Garcia (2011), no seguimento de uma série de campanhas experimentais levadas a cabo pelo Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Seguidamente serão apresentadas as informações relevantes dos ensaios experimentais realizados, uma descrição pormenorizada dos provetes, assim como a capacidade resistente dos elementos que os constituem.

Os resultados experimentais obtidos por Garcia (2011), tais como a relação força-deslocamento, energia dissipada, amortecimento equivalente em função da ductilidade, dano observado e comprimento das rótulas plásticas, desempenham um papel fundamental para a análise comparativa a ser realizada com os provetes reforçados, e serão apresentados no capítulo 7 da dissertação.

4.1 Descrição dos provetes

Os provetes executados nas campanhas experimentais referidas têm em consideração as características do betão e a pormenorização das armaduras nas estruturas de betão armado construídas até à década de 1970 do século passado. Estes provetes são representativos de ligações viga-pilar interiores, também designados por nós interiores planos, de edifícios com quatro pisos. A localização dos provetes ensaiados é ao nível do primeiro piso, apresentando uma dimensão dos elementos estruturais, vigas e pilares, equivalentes às dos edifícios correntes, nomeadamente pilares com 3 metros de comprimento e vigas com 4 metros de vão, Figura 12 a).

Garcia (2011), construiu para o seu estudo seis provetes de betão armado, nos quais o comprimento total dos pilares é de 2,88 metros e das vigas é de 4,50 metros. As vigas têm 2,25 metros de comprimento, enquanto que o comprimento do pilar superior é de 1,70 metros e o pilar inferior é de 1,18 metros, como especificado na Figura 12 b). As vigas e os pilares dos provetes não apresentam rigorosamente as mesmas dimensões das ligações viga-pilar representativas dos edifícios em estudo devido às condições de apoio da plataforma de ensaios. Os provetes apresentam todos a mesma geometria. A secção transversal dos pilares e das vigas são respetivamente 30 x 30 cm² e 30 x 50 cm². Para a

realização desta dissertação apenas serão considerados três provetes para a execução do reforço.

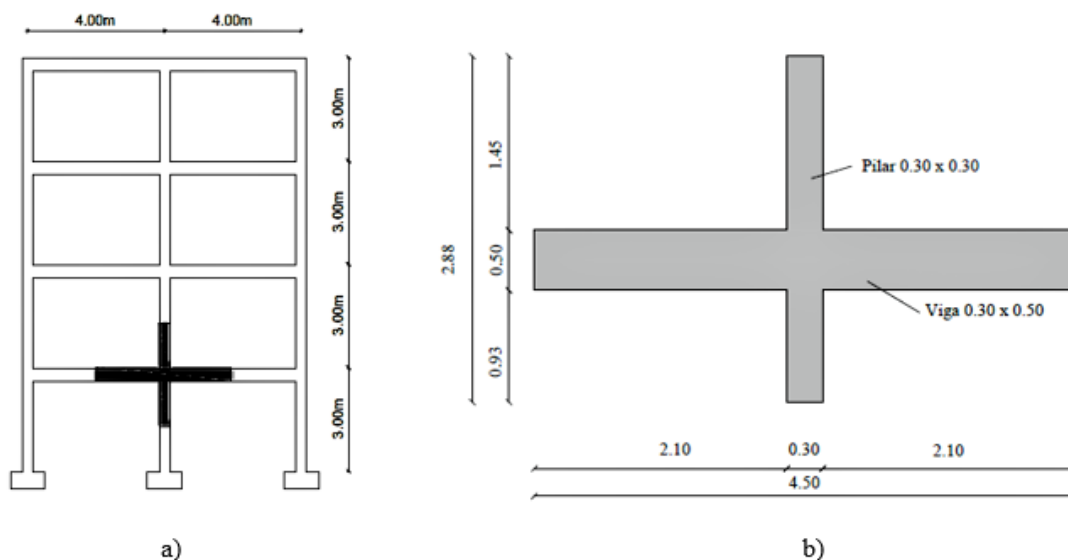


Figura 12 - Nó viga-pilar em estudo: a) localização no pórtico do nós viga-pilar; b) dimensões do nó; adaptado de Garcia (2011)

Os provetes foram identificados com as siglas IPA-1, IPA-2 e IPB, sendo que a letra I refere o tipo de nó (interior) e o P que designa o tipo de superfície de armadura, nomeadamente armadura lisa (*plain bar*). As letras A e B, distinguem os provetes tendo em consideração as disposições construtivas da armadura, enquanto que os números 1 e 2 diferenciam dois provetes que se apresentam rigorosamente iguais relativamente à pormenorização de armaduras.

Os materiais utilizados para a construção dos provetes pretendem retratar as características mecânicas dos materiais da época em estudo. Para isso, o autor deste estudo utilizou um betão de classe C16/20, caracterizado pela sua fraca capacidade resistente estrutural. Para a conceção das armaduras foi adotado um aço liso (A235 NL), no entanto ligeiramente diferente do aço utilizado até à década de 1970, apresentando principalmente maior resistência e menor ductilidade. De forma a estimar as propriedades mecânicas dos materiais, foram realizados ensaios de compressão a provetes cilíndricos de betão e ensaios de tração simples aos varões de aço, segundo a norma EN ISSO 6892-1. Os valores obtidos encontram-se expostos na Tabela 1.

Tabela 1– Valores médios das características dos materiais; adaptado de Garcia (2011).

Provete	Betão		Aço					
	C16/20		ϕ 8 mm			ϕ 12 mm		
	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	f_{yk} (MPa)	f_{uk} (MPa)	E_{ym} (GPa)	f_{yk} (MPa)	f_{uk} (MPa)	E_{ym} (GPa)
IPA - 1	19,5	2,3	410	495	198	330	440	199
IPA - 2	30,9	3,2						
IPB	24,5	3,4						

Na Tabela 1 observa-se que o valor da resistência do betão do provete IPA-2 é superior ao dos restantes provetes. Este facto deve-se a um erro na medição dos componentes que constituem a mistura de betão, devido a uma falha mecânica na central de betão no dia da betonagem do provete.

As disposições das armaduras nos provetes foram projetadas de forma a tomar diferentes configurações, baseadas nas restrições ou recomendações impostas de acordo com os regulamentos vigentes na época, nomeadamente o Regulamento de Betão Armado (RBA, 1960), e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA, 1967). Desta forma, todos os provetes possuem a mesma quantidade de armadura longitudinal e transversal, diferindo nos pormenores construtivos, como a localização das emendas e os detalhes de ancoragem nas extremidades dos varões de aço, Figura 13 e Figura 14.

Os provetes IPA-1 e IPA-2, representados na Figura 13, possuem armadura longitudinal contínua ao longo dos elementos. O provete IPB foi concebido com uma emenda dos varões longitudinais na base do pilar superior, Figura 14 a), solução frequentemente utilizada na construção de edifícios com mais de um piso onde a continuidade nos elementos verticais, entre os diversos pisos, é assegurada pelas armaduras de espera ou empalmes.

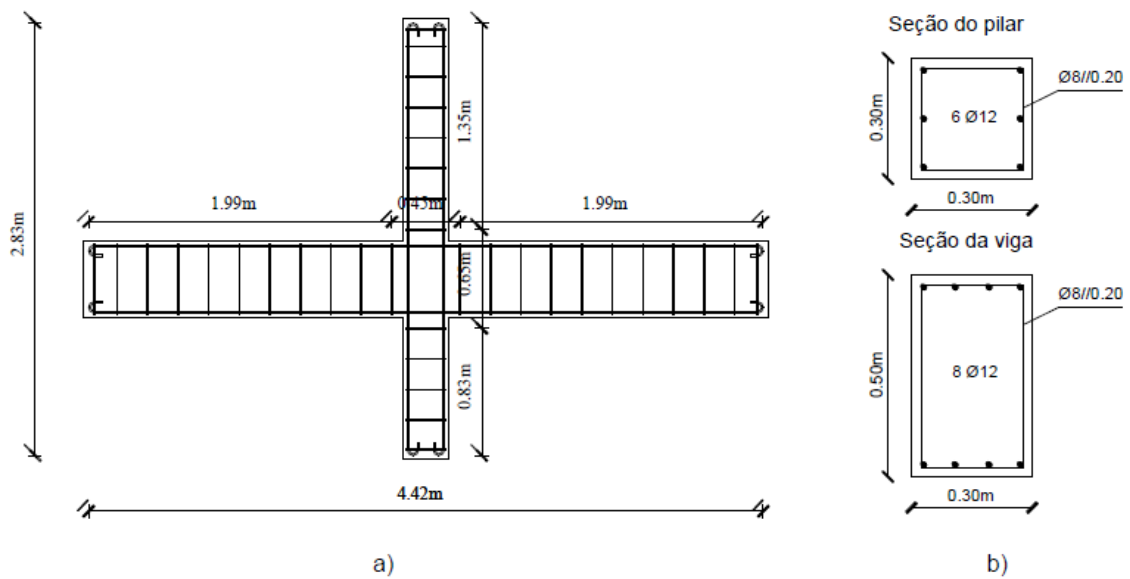


Figura 13 – Armadura dos provetes IPA-1 e IPA-2: a) planta; b) corte; adaptado Garcia (2011)

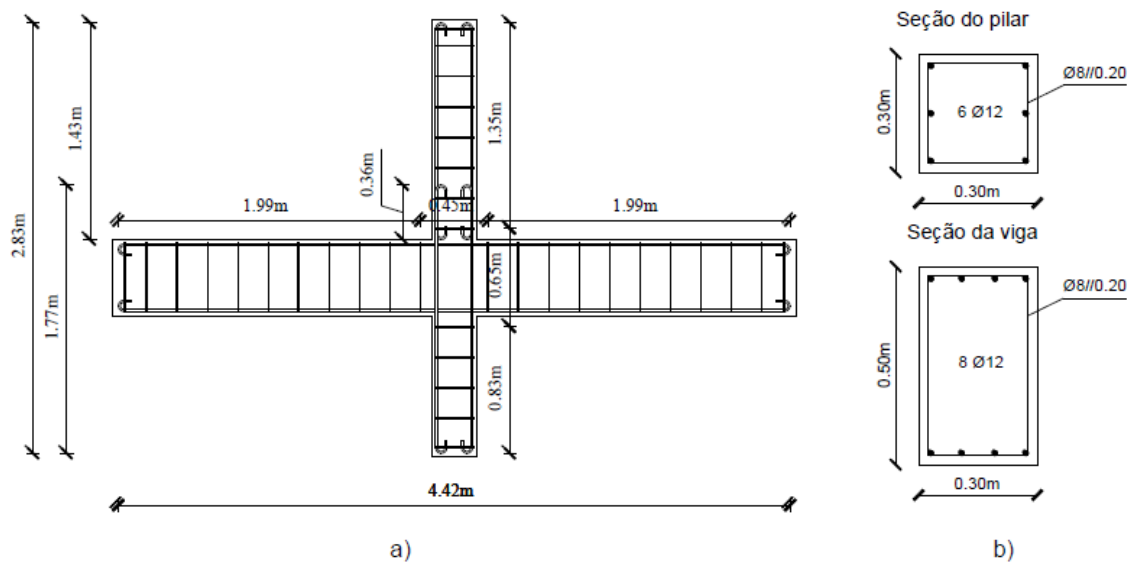


Figura 14 – Armadura do provete IPB: a) planta; b) corte; adaptado Garcia (2011)

4.2 Capacidade resistente dos elementos estruturais

A avaliação da capacidade resistente dos elementos estruturais constituintes de cada provete é fundamental para averiguar o mecanismo viga forte-pilar fraco, de acordo com o critério especificado no Eurocódigo 8 (CEN, 2004).

De forma a determinar a capacidade resistente dos elementos estruturais, recorreu-se ao *software ETABS*, programa de cálculo automático para análise estrutural e dimensionamento de edifícios que permite avaliar a resistência das secções transversais

através da curva monotónica de cada elemento estrutural. Para esta avaliação numérica foram consideradas as características geométricas e propriedades mecânicas de cada elemento, assim como um esforço axial igual ao utilizado experimentalmente por Garcia (2011), no valor de 460 kN. De forma a verificar os resultados obtidos pelo programa de cálculo, foram determinados igualmente os esforços resistentes das secções através das equações de equilíbrio apresentadas por Cachim e Moraes (2013).

Na Figura 15 e Figura 16 são exibidos os diagramas momento-curvatura das secções transversais de cada provete, assim como o momento resistente obtido.

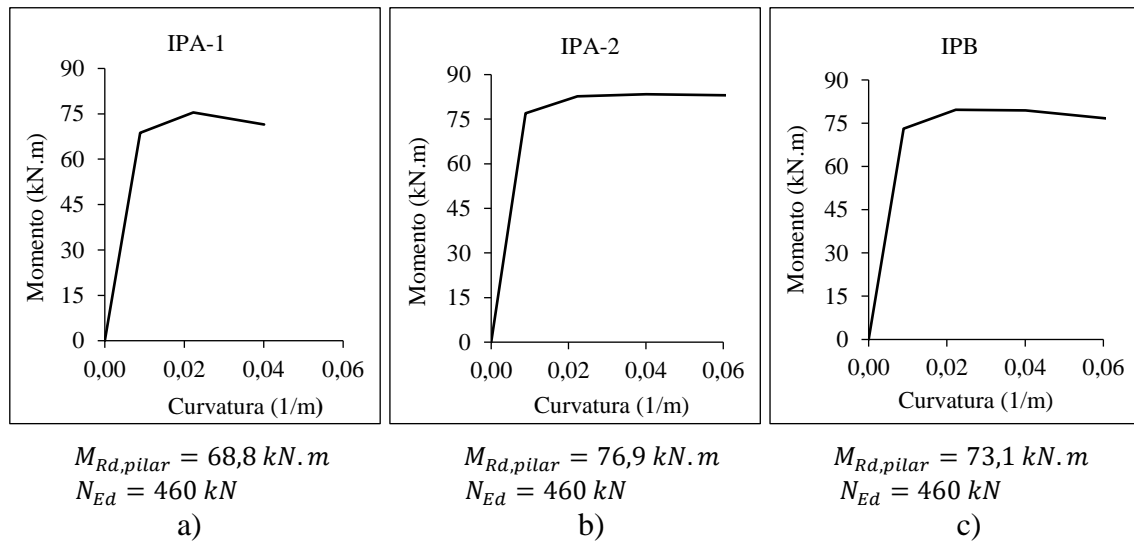


Figura 15 – Diagrama momento-curvatura da secção transversal dos pilares dos provetes: a) provete IPA-1; b) provete IPA-2; c) provete IPB

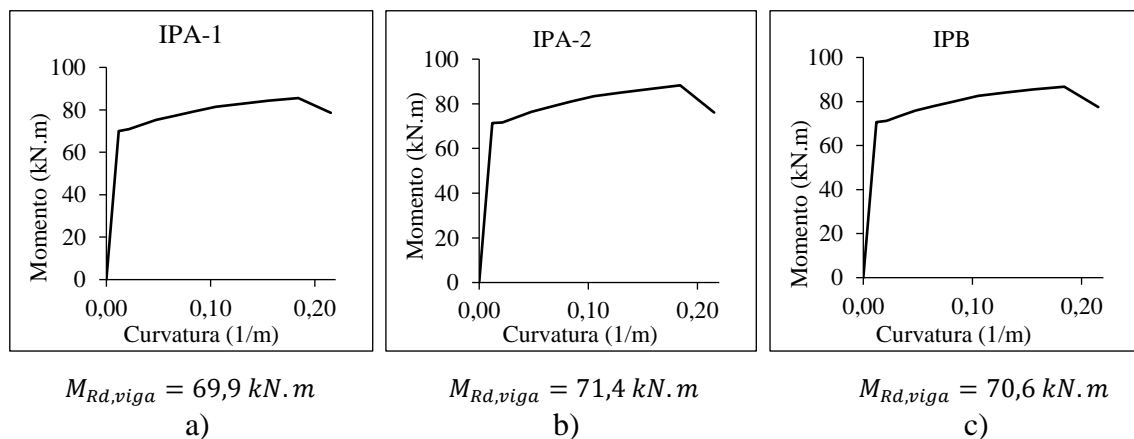


Figura 16 - Diagrama momento-curvatura da secção transversal das vigas dos provetes: a) provete IPA-1; b) provete IPA-2; c) provete IPB

Como referido, procedeu-se igualmente à determinação dos momentos resistentes das secções dos elementos através das equações de equilíbrio propostas por Cachim e Moraes (2013). Na Figura 17 e Figura 18, estão representadas as configurações, em estado limite

último, dos esforços interiores, das deformações, das tensões e das forças interiores numa secção retangular sujeita respetivamente flexão simples e flexão composta.

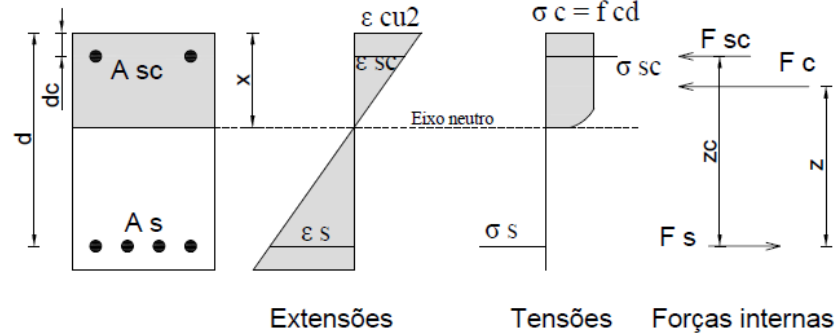


Figura 17 – Flexão simples com armadura de compressão; adaptado de Cachim e Morais (2013)

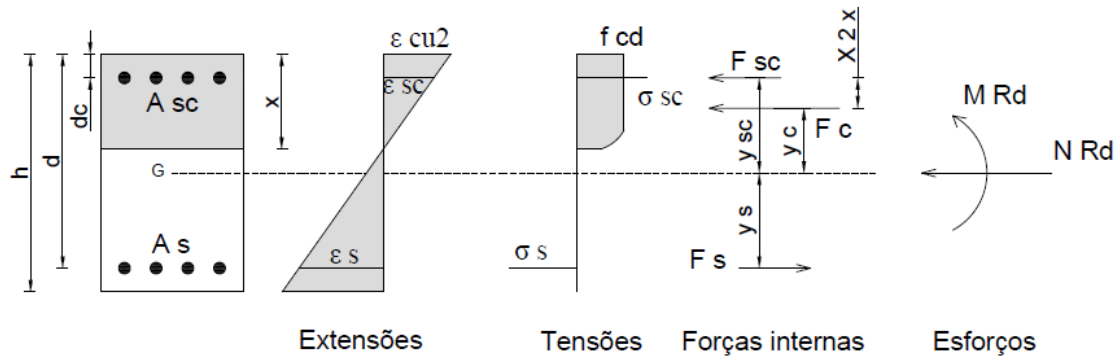


Figura 18– Flexão composta em secções retangulares; adaptado de Cachim e Morais (2013)

A secção das vigas está sujeita a esforços de flexão, pelo que da configuração das forças internas, representadas na Figura 17, resulta o sistema composto pelas equações (5.1) e (5.2) que permite calcular o momento resistente da secção das vigas.

$$F_s = |F_c| + |F_{sc}| \quad (5.1)$$

$$M_{Rd} = F_s z + F_{sc}(z_c - z) \quad (5.2)$$

em que:

F_s, F_c, F_{sc} : forças internas, do aço, do betão e do aço de compressão, respetivamente;

z, z_c : braço do binário das forças interiores.

A secção dos pilares está sujeita a flexão composta, pelo que da configuração das forças interiores e dos esforços atuantes, representados na Figura 18, resulta um sistema

composto pelas equações (5.3) e (5.4) que permite determinar o momento resistente da secção dos pilares.

$$N_{Rd} = F_c + F_{sc} - F_s \quad (5.3)$$

$$M_{Rd} = F_s y_s + F_c y_c + F_{sc} y_{sc} \quad (5.4)$$

em que:

F_s, F_c, F_{sc} : forças internas, do aço, do betão e do aço de compressão, respetivamente;

z, z_c, z_{sc} : braço do ponto de aplicação das forças interiores ao centro de gravidade da secção.

Da mesma forma que a modelação numérica, também nesta fase se determinaram os esforços resultantes tendo em consideração as características geométricas e propriedades mecânicas de cada elemento, assim como o esforço axial atuante no pilar. Os valores obtidos encontram-se apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores dos momentos resistentes das secções dos provetes

	$M_{Rd,pilar} (kN.m)$	$M_{Rd,viga} (kN.m)$
IPA - 1	76,4	67,7
IPA - 2	83,2	68,9
IPB	80,2	68,3

Os resultados obtidos pelos dois métodos proposto são aproximados, quando comparados ao mesmo elemento, o que permite um maior rigor quando da utilização destes valores em cálculos posteriores. Em relação à comparação dos momentos flectores resistentes das vigas com os pilares, constata-se que os pilares apresentam uma capacidade resistente ligeiramente superior. Contudo, o somatório dos momentos resistentes dos pilares não é 30% superior ao somatório dos momentos resistentes das vigas, não se verificando o mecanismo pilar forte-viga fraca. Desta forma torna-se necessário proceder ao dimensionamento de soluções de reforço.

Capítulo 5

Estratégia, dimensionamento e execução
das soluções de reforço

Capítulo 5

5 Estratégias, dimensionamento e execução das soluções de reforço

5.1 Estratégias de reforço

5.2 Dimensionamento das armaduras de reforço

5.2.1 Cantoneiras metálicas

5.2.2 Cintas metálicas

5.2.2.1 Dimensionamento das cintas metálicas

5.2.3 Ancoragem com buchas metálicas

5.2.4 Solução de reforço do provete IPA-2

5.2.5 Solução de reforço do provete IPB

5.2.6 Solução de reforço do provete IPA-1

5.3 Execução das soluções de reparação e reforço dos provetes

5.3.1 Trabalhos de reparação

5.3.2 Trabalhos de reforço

5 Estratégia, dimensionamento e execução das soluções de reforço

O presente capítulo é dedicado à apresentação e dimensionamento das soluções de reforço a implementar nos provetes. Inicialmente será apresentada uma breve descrição da solução de reforço, assim como a resistência das seções dos pilares reforçados. Posteriormente serão apresentados os valores das dimensões dos elementos a aplicar nos provetes, assim como as respetivas disposições construtivas.

As soluções de reforço foram desenvolvidas de modo a verificar um aumento da capacidade resistente dos provetes face a carregamentos cíclicos.

5.1 Estratégia de reforço

Uma análise pormenorizada dos danos apresentados pelos provetes ensaiados por Garcia (2011), permitiu concluir que a zona de ligação da viga com o pilar é especialmente vulnerável a carregamentos cíclicos. Como a resistência dos pilares deve ser superior à resistência das vigas, de forma a cumprir os requisitos de segurança sísmica, idealizou-se uma solução de reforço base, com recurso a elementos metálicos, cantoneiras e cintas, que será implementada em todos os pilares dos provetes. De seguida, será apresentada uma solução de reforço, diferente para cada um dos provetes. O reforço que se pretende diferenciar nos provetes situa-se ao nível do nó e vigas. Com este reforço pretende-se não só o aumento da resistência do nó, mas também a transferência da rótula plástica do nó para as vigas.

De forma a compreender o comportamento do reforço base nos pilares e o confinamento conferido por este, um dos provetes será ensaiado apenas com este reforço. O segundo provete será reforçado nos pilares (reforço base) e nó, e o terceiro provete nos pilares (reforço base), nó e vigas. A ancoragem do reforço será executada com resina *epoxy* e buchas metálicas.

O reforço de elementos estruturais por adição de cintas metálicas e cantoneiras nos cantos, como descrito no ponto 3.2.5.1.3, é uma solução simples, de utilização corrente e de fácil aplicação. Appleton e Gomes (1997), referem que esta é uma solução eficiente na correção de deficiências em resistência ao corte e à flexão e/ou na capacidade de deformação, aumentando ainda o nível de confinamento dos elementos.

Moreira (2013) apresentou no seu estudo uma solução de reforço em que utiliza a solução apresentada por Appleton e Gomes (1997), como representado na Figura 19.

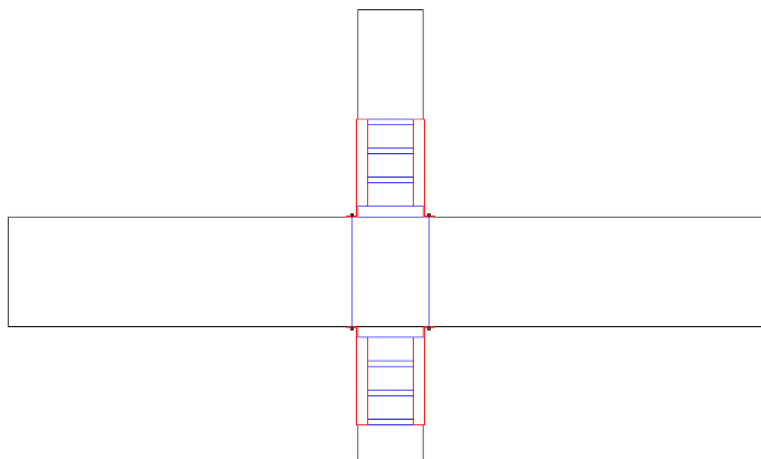


Figura 19 – Solução de reforço com cantoneira e cintagem metálica; adaptado de Moreira (2013)

A solução de reforço utilizada para o desenvolvimento da presente dissertação será adaptada da solução apresentada, sendo que será sujeita às alterações necessárias de forma a verificar os requisitos apresentados no ponto 5.2.

5.2 Dimensionamento das armaduras de reforço

Como mencionado anteriormente, o dimensionamento da solução de reforço será realizado segundo os critérios apresentados por Appleton e Gomes (1997), no entanto é necessário proceder segundo as exigências sísmicas impostas pelo Eurocódigo 8 (CEN, 2004). Segundo o ponto 7.2.3 do Eurocódigo 8 (CEN, 2004), o aço estrutural deve obedecer às normas definidas no Eurocódigo 3 (CEN, 2005).

5.2.1 Cantoneiras metálicas

Segundo a metodologia descrita por Appleton e Gomes (1997), o cálculo dos esforços resistentes das secções dos pilares reforçadas pode ser efetuado a partir do método dos coeficientes globais, admitindo um coeficiente de monolitismo de $\gamma_{n,MN} = 0,9$, conforme ilustrado na Figura 20. Desta forma, os momentos resistentes finais são obtidos a partir das equações (5.5) e (5.6).

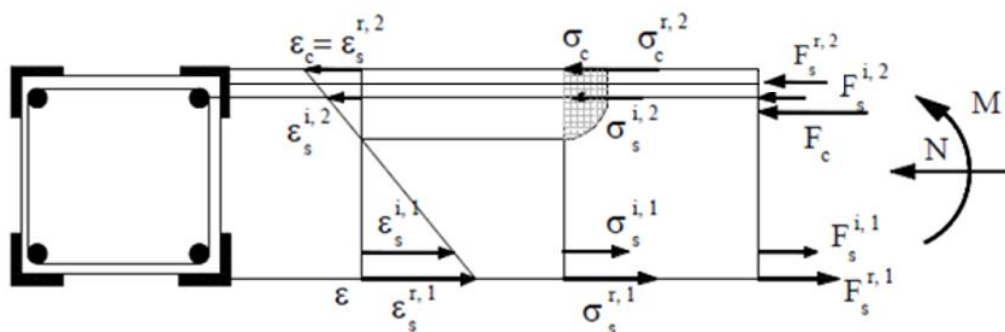


Figura 20 – Esforços resistentes de uma secção transversal sujeita a flexão composta; adaptado de Appleton e Gomes (1997)

$$M_{Rd} = Y_{n,MN} M \quad (5.5)$$

$$N_{Rd} = Y_{n,MN} N \quad (5.6)$$

em que:

M : momento fletor resistente da secção;

N : esforço axial resistente da secção;

$Y_{n,MN}$: coeficiente de monolitismo.

Segundo os autores, e como descrito no ponto 3.2.5.1.3 da presente dissertação, a dimensão mínima recomendada para as cantoneiras é 50 x 50 x 5 mm.

Um dos principais objetivos é garantir que, após o reforço, o somatório dos momentos resistentes nos pilares seja superior a 30% o somatório dos momentos resistentes nas vigas, de modo a cumprir os requisitos definidos no Eurocódigo 8 (CEN, 2004). A finalidade é aumentar a capacidade resistente dos pilares, forçando o aparecimento da rótula plástica nas vigas. Desta forma, foi determinada a capacidade resistente das secções dos pilares reforçados com as cantoneiras, para as dimensões mínimas recomendadas. Tal como sucedeu nos provetes não reforçados, foram realizadas duas análises. A primeira através das equações de equilíbrio resultantes da configuração das forças representadas na Figura 20, e a segunda através da análise realizada no programa ETABS.

Appleton e Gomes (1997) referem que os aços a utilizar devem ser de baixa ou média resistência, de modo a não ser necessária uma elevada deformação para mobilizar a sua capacidade resistente, pelo que foi considerado para a solução de reforço um aço S275.

A resistência à flexão através das equações de equilíbrio foi determinada a partir da equação (5.5), em que o momento da secção reforçada resulta do somatório do momento resistente dos pilares não reforçados, representados na Tabela 2, com o momento resultante do aço de reforço. Através da aplicação das equações de equilíbrio, verificou-

se que o eixo neutro se encontra abaixo da zona de aplicação da cantoneira de reforço. Desta forma, considera-se que toda a área da cantoneira contribui para a resistência à flexão.

Os valores dos momentos resistentes das secções dos pilares reforçados encontram-se definidos na Tabela 3.

Tabela 3 – Valores dos momentos resistentes das secções dos pilares reforçados

	IPA - 1	IPA - 2	IPB
$M_{Rd,pilar}^r (kN.m)$	149,9	156,7	153,7

Na Figura 21 estão representadas as curvas monotónicas das secções transversais dos pilares reforçados, assim como os respetivos momentos resistentes.

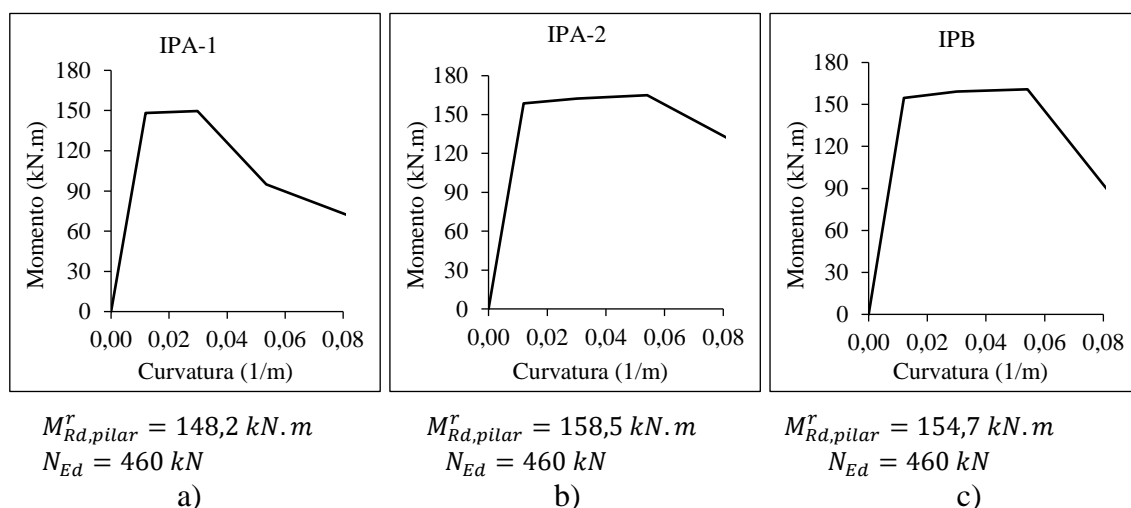


Figura 21 – Diagrama momento-curvatura da secção transversal dos pilares dos provetes reforçados: a) provete IPA-1; b) provete IPA-2; provete IPB

De acordo com os valores obtidos, verifica-se que o reforço com a armadura exterior confere aos pilares um aumento de resistência superior a 100% comparativamente com os pilares não reforçados.

Para a determinação do comprimento das chapas de reforço, foi definida no topo do pilar a força máxima necessária para que o pilar reforçado atinja a rotura. Esta força é obtida através do momento resistente do pilar reforçado e a maior distância de reforço do pilar superior. Com o valor da força, e considerando o esforço axial atuante, assim como as condições de apoio do pilar e vigas, é possível determinar o diagrama de esforços na estrutura e assim obter o comprimento das cantoneiras de reforço.

O diagrama de esforços foi obtido com o auxílio do programa *ftool* e os valores obtidos para o comprimento das cantoneiras de reforço apresentam-se na Tabela 4.

Tabela 4 – Comprimento das cantoneiras de reforço

	$l_{\text{pilar,superior}} \text{ (m)}$	$l_{\text{pilar,inferior}} \text{ (m)}$
IPA - 1	0,71	0,19
IPA - 2	0,70	0,17
IPB	0,68	0,16

5.2.2 Cintas metálicas

Para a solução de reforço em estudo, Appleton e Gomes (1997) recomendam que os elementos longitudinais (cantoneiras), colocados nos cantos da secção, sejam ligados entre si através de barras soldadas (cintas), sendo que estas podem ser utilizadas como reforço de armadura transversal. Para o dimensionamento das cintas serão realizadas duas análises sendo que a primeira considera o confinamento da secção de betão através do encamisamento por cintagem, enquanto que a segunda análise considera a esbelteza dos elementos metálicos de reforço longitudinal.

Para o encamisamento por cintagem é determinada a espessura da chapa como se de um reforço contínuo se tratasse. A partir da espessura obtida e da altura do pilar a reforçar, obtém-se a área da chapa de confinamento que será convertida em cintas metálicas.

O confinamento tem como pressuposto um aumento de ductilidade dos pilares em flexão, seguindo assim o critério apresentado por Priestley (Priestley *et al.*, 1996). Para se obter um aumento da ductilidade, o autor adotou um procedimento que relaciona a relação volumétrica do confinamento, ρ_s , com a rotação plástica requerida, θ_p . O procedimento adotado baseia-se nos seguintes passos:

- i) baseada numa análise de rotura plástica, a rotação plástica, θ_p , necessária das rótulas plásticas considerada é estabelecida;
- ii) a curvatura plástica é determinada pela expressão (5.7);

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (5.7)$$

onde o comprimento da rótula plástica é dado pela expressão (5.8);

$$L_p = g + 0.044 f_{yd} d_{bl} \quad (5.8)$$

onde:

g : distância entre o encamisamento e o elemento de suporte (viga);

f_{yd} : tensão de cedência da armadura longitudinal (em MPa);

d_{bl} : diâmetro dos varões longitudinais.

iii) a curvatura máxima necessária é calculada pela expressão (5.9):

$$\phi_m = \phi_y + \phi_p \quad (5.9)$$

em que a curvatura bilinear equivalente, ϕ_y , pode ser obtida pela análise do gráfico momento-curvatura.

iv) a extensão máxima de compressão é obtida pela expressão (5.10);

$$\varepsilon_{cm} = \phi_m c \quad (5.10)$$

em que:

c : profundidade do eixo neutro (determinado a partir dos cálculos da resistência à flexão das secções).

v) a razão volumétrica de confinamento é determinada pela expressão (5.11).

$$\rho_s = \Phi_j(\varepsilon_{cm}) \quad (5.11)$$

onde Φ_j é um coeficiente que relaciona a extensão última de compressão e a razão volumétrica de confinamento do encamisamento. Para o encamisamento metálico, e a partir da equação (5.11), pode obter-se uma estimativa conservativa para a extensão última de compressão, dada pela equação (5.12).

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.25\rho_s * f_{yd}\varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (5.12)$$

onde:

ε_{cu} : extensão última de compressão no betão;

ε_{su} : extensão última no aço;

f'_{cc} : resistência do betão confinado pela placa de aço.

A razão volumétrica de confinamento, para encamisamento de secções retangulares, pode ser obtida através da equação (5.13).

$$\rho_s = 2t_j \left(\frac{b+h}{bh} \right) \quad (5.13)$$

Pelo sistema composto pelas equações (5.12) e (5.13), obtém-se a expressão (5.14), que representa a espessura de encamisamento, t_j .

$$t_j = \frac{0.4(\varepsilon_{cu} - 0.004)f'_{cc}}{f_{yd}\varepsilon_{su}} * \left(\frac{bh}{b+h} \right) \quad (5.14)$$

onde a resistência do betão confinado pela placa de aço, f'_{cc} , segundo Mander *et al.* (1988), pode ser determinada pela equação (5.15).

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left(2.254 \sqrt{1 + 1.94 \frac{f'_l}{f'_{c0}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{c0}} - 1.254 \right) \quad (5.15)$$

A tensão efetiva lateral de confinamento, f'_l , para secções retangulares, com uma relação de área de reforço transversal diferente, ρ_x e ρ_y , nas principais direções, é obtida segundo as equações (5.16) e (5.17).

$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yd} \quad (5.16)$$

$$f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yd} \quad (5.17)$$

De acordo com Priestley (Priestley *et al.*, 1996), o coeficiente de eficácia de confinamento, K_e , relaciona a área mínima do núcleo efetivamente confinado com a área nominal do núcleo delimitada pela linha central das cintas periféricas. Para secções retangulares o valor de K_e é 0.75.

A segunda análise realizada para o espaçamento entre as cintas considera a esbelteza das cantoneiras longitudinais, definida na (5.18). A partir limitação da esbelteza, determina-se o comprimento efetivo de encurvadura, l_e , sendo que este valor limita o comprimento da cantoneira para o qual não se verificam problemas de encurvadura.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \leq 20 \quad (5.18)$$

onde:

λ : esbelteza;

l_e : comprimento efetivo de encurvadura;

i : raio de giração da secção.

5.2.2.1 Dimensionamento das cintas metálicas

A primeira análise do dimensionamento das cintas metálicas segue o critério de Priestley (Priestley *et al.*, 1996) apresentado anteriormente. O deslocamento último, δ_u , para os provetes em estudo foi determinado considerando um deslocamento em cedência, δ_y , de 10 mm e admitindo que se pretende uma classe de ductilidade média (DCM), o que corresponde a um coeficiente de comportamento na ordem dos 4 valores.

Os valores da curvatura elástica, ϕ_y , apresentados na Tabela 5 foram obtidos através da análise do gráfico momento-curvatura da Figura 15. A rotação plástica dos pilares é obtida através da equação (5.19).

$$\theta_p = \frac{\delta_u}{L} \quad (5.19)$$

A curvatura plástica e o comprimento da rótula plástica são determinados respetivamente pelas equações (5.7) e (5.8). No entanto, Varum (2003), considera que o comprimento da rótula plástica para elementos de betão armado com armadura lisa é metade do valor determinado para elementos com armadura nervurada.

Da soma da curvatura elástica com a curvatura plástica resulta a curvatura máxima. Os valores obtidos para os provetes são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Curvatura máxima para os provetes em estudo

	δ_y (mm)	δ_u (mm)	θ_p	ϕ_y (1/m)	L_p (m)	ϕ_p (1/m)	ϕ_m (1/m)
IPA-1	10	40	2,76 E-02	8,91 E-03	0,09	3,17 E-01	0,33
IPA-2							
IPB							

A partir dos valores obtidos para a curvatura máxima e com a profundidade do eixo neutro é possível determinar a extensão máxima de compressão, ε_{cm} , através da equação (5.10). O cálculo da tensão do betão confinado, f'_{cc} , é obtido pela equação (5.15), sendo que é necessário previamente determinar a tensão efetiva lateral de confinamento, f'_l , através da equação (5.16). A espessura de encamisamento é determinada pela equação (5.14). Os valores obtidos encontram-se na Tabela 6.

Tabela 6 – Resultados obtidos para a espessura do encamisamento metálico

	c (m)	ε_{cm}	f'_l (MPa)	f'_{cc} (MPa)	t_j (mm)
IPA-1	0,10	3,16 E-02	0,61	23,46	0,94
IPA-2	0,06	2,00 E-02	0,61	34,96	0,81
IPB	0,08	2,52 E-02	0,61	28,51	0,88

A partir da espessura de encamisamento e a altura do pilar a reforçar obtém-se a área de armadura de encamisamento. Admitiu-se uma altura de reforço do pilar superior de 0,85m, valor ajustado para todos os provetes em relação ao determinado anteriormente e representada na Tabela 4. O número de cintas por face de pilar é obtido pela divisão da área de encamisamento pela área de uma cinta metálica. Em relação às dimensões das cintas metálicas, admitiu-se que estas apresentam uma largura de 50 mm e uma espessura de 5 mm, valores semelhantes às dimensões das cantoneiras. Os valores obtidos para o número e espaçamento de cintas encontram-se na Tabela 7.

Tabela 7 – Especificações do número e espaçamento das cintas de reforço

	$A_{encamisamento}$ (mm ²)	A_{cinta} (mm ²)	N	s (m)
IPA-1	801,09	250	3,20	0,27
IPA-2	689,72		2,76	0,31
IPB	746,29		2,99	0,28

A segunda análise realizada para o espaçamento das cintas metálicas considera a encurvadura das cantoneiras longitudinais, sendo que o comprimento efetivo de encurvadura se obtém pela aplicação da equação (5.18). O valor do raio de giração da secção das cantoneiras, segundo os vários planos, foi obtido através das propriedades dos perfis da empresa *ArcelorMittal*. Na Tabela 8 são apresentados os valores obtidos para o comprimento efetivo de encurvadura.

Tabela 8 – Espaçamento entre cintas de reforço

$i_y = i_z \text{ (mm)}$	$l_e \text{ (cm)}$	$i_v \text{ (mm)}$	$l_e \text{ (cm)}$
15,1	30,2	9,7	19,4

A análise realizada segundo os planos, yy e zz , mostram que as cantoneiras longitudinais não apresentam problemas de encurvadura para espaçamentos das cintas metálicas inferiores a 30 cm, contudo este valor é reduzido para 19 cm se se tiver em consideração o raio de giração mínimo definido pelo plano de varejamento vv .

De acordo com os resultados obtidos tendo em conta o confinamento dos pilares e a encurvadura dos elementos metálicos, definiu-se para um espaçamento entre as cintas metálicas de 25 cm.

5.2.3 Ancoragem com buchas metálicas

A ancoragem da solução de reforço apresentada deve ser efetuada por colagem com resina injetada, sendo complementada com buchas ou através da soldadura das cantoneiras às armaduras iniciais, como ilustrado na Figura 10.

A solução adotada para o presente caso de estudo foi a utilização de buchas metálicas, contudo, a dimensão transversal das cantoneiras de reforço não é suficientemente elevada de forma a permitir que as buchas não colidam com a armadura inicial. Deste modo, foi utilizada uma solução alternativa que consiste na implementação das buchas nas cintas metálicas que ligam as cantoneiras, Figura 22.

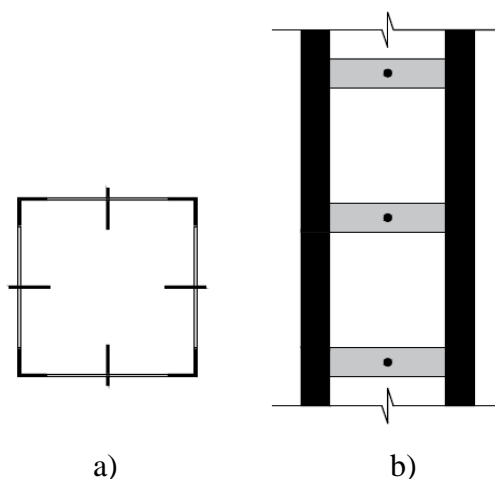


Figura 22 – Ancoragem das cintas metálicas com buchas: a) corte; b) planta

5.2.4 Solução de reforço do provete IPA-2

A Figura 23 apresenta a solução reforço a implementar no provete IPA-2. O provete em estudo será reforçado apenas nos pilares, como referido anteriormente, sendo que o reforço nos pilares nos outros dois provetes será igual ao apresentado para este provete. A solução consiste na aplicação de cantoneiras nos cantos dos pilares, ligadas através de cintas devidamente espaçadas. O reforço é complementado com cantoneiras na interface viga-pilar com dimensões de 100 x 100 x 5 mm.

Pela análise da Tabela 7, definiu-se a utilização de 4 cintas de reforço no pilar superior, sendo que a cinta na base do pilar que liga as duas cantoneiras implementadas na interface viga-pilar, apresenta a mesma altura da cantoneira. No pilar inferior para além da cinta que liga as cantoneiras, utilizam-se mais duas cintas, o que resulta num aumento de reforço do pilar relativamente ao determinado e representado na Tabela 4.

As buchas utilizadas para a ancoragem do reforço metálico são buchas de expansão para betão não fissurado HSA M16 e HSA M12 da *HILTI*, com as características apresentadas nas fichas técnicas no Anexo C.

Para a ancoragem nas cintas, é utilizada a solução apresentada no ponto 5.2.3. No entanto, no provete original, existe um varão de aço exatamente a meio da face da secção do pilar, como ilustrado na Figura 13. Desta forma, optou-se pela utilização de duas buchas em cada cinta nessas faces, de forma a evitar que a bucha e o varão se intersetem. As buchas utilizadas nestas cintas são as HSA M12, sendo que nas cintas em que a ancoragem é executada apenas com uma bucha, utilizam-se as buchas HSA M16.

Na cantoneira de reforço da interface viga-pilar, a ancoragem da aba da cantoneira à face da viga é realizada 3 buchas metálicas HSA M16. A ancoragem da aba da cantoneira à face do pilar é realizada com 2 buchas metálicas HSA M16. A utilização da cantoneira de reforço nesta zona, ancorada com as 3 buchas na face da viga, tem como objetivo o aumento da resistência da ligação viga-pilar e transferência do esforço.

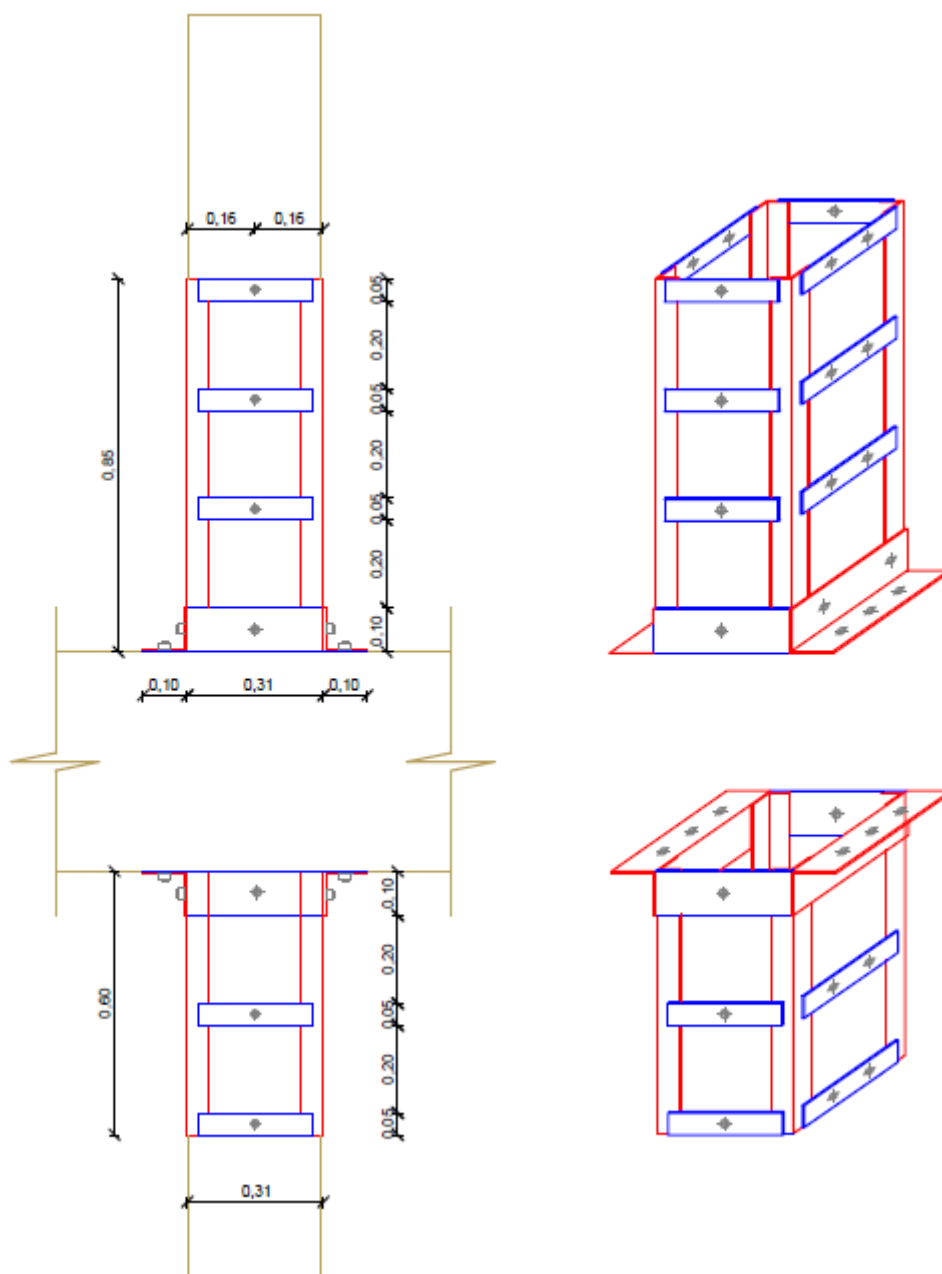


Figura 23 – Pormenorização da solução de reforço do provete IPA-2

5.2.5 Solução de reforço do provete IPB

A solução de reforço do provete IPB foi idealizada após o ensaio experimental realizado ao provete IPA-2 reforçado. De acordo com os resultados experimentais obtidos, verificou-se que a ancoragem da cantoneira com as buchas metálicas não conferia à ligação viga-pilar o aumento de resistência pretendido. Desta forma, o objetivo do reforço do provete IPB é aumentar a resistência do provete e afastar o dano para a zona das vigas. O reforço do provete IPB consiste assim na aplicação de uma chapa metálica em cada face do nó, além do reforço dos pilares igual ao apresentado para o provete IPA-2. A

chapa foi devidamente soldada aos reforços dos pilares obtendo-se assim um reforço do pilar contínuo na zona da ligação viga-pilar, onde se verificam os esforços de flexão mais elevados. A chapa metálica que cobre toda a extensão da ligação viga-pilar tem as dimensões de 530 x 500 x 5 mm. A ancoragem da chapa metálica é realizada com 4 buchas metálicas de expansão HSA M16 em cada face.

Na Figura 24 encontra-se pormenorizada a solução de reforço a implementar no provete IPA-2.

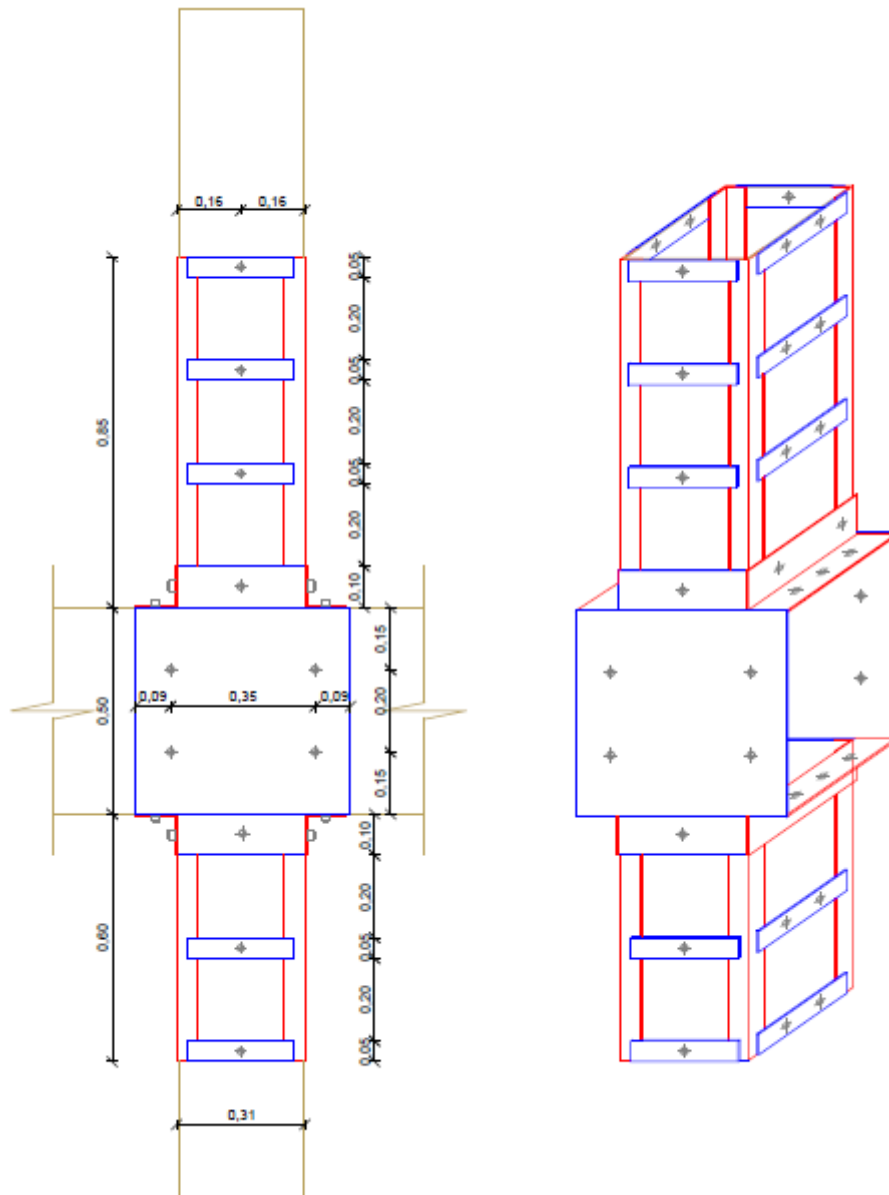


Figura 24 - Pormenorização da solução de reforço do provete IPB

5.2.6 Solução de reforço do provete IPA-1

A solução de reforço do provete IPA-1 foi idealizada após a realização dos ensaios experimentais aos provetes IPA-2 e IPB reforçados. Com base nos resultados obtidos para os dois provetes anteriores pretende-se reforçar o provete IPA-1 com o objetivo de transferir a rótula plástica para uma seção das vigas mais afastada do nó e aumentar a resistência do provete. Desta forma, optou-se por reforçar as vigas do provete com o mesmo tipo de reforço utilizado nos pilares. O comprimento do reforço longitudinal das vigas foi restringido à utilização de duas cintas para cada viga, mantendo o mesmo espaçamento que nos pilares. Esta menor dimensão longitudinal do reforço das vigas face ao pilar superior pretende criar uma seção a seguir ao reforço das vigas, em que os esforços de flexão nesta zona sejam superiores aos esforços verificados no diagrama de momentos para as seções imediatamente a seguir ao reforço dos pilares.

Para a ancoragem das cintas das vigas, utilizou-se duas buchas metálicas de expansão HSA M12 em cada cinta.

Na Figura 25 encontra-se pormenorizada a solução de reforço a implementar no provete IPA-1.

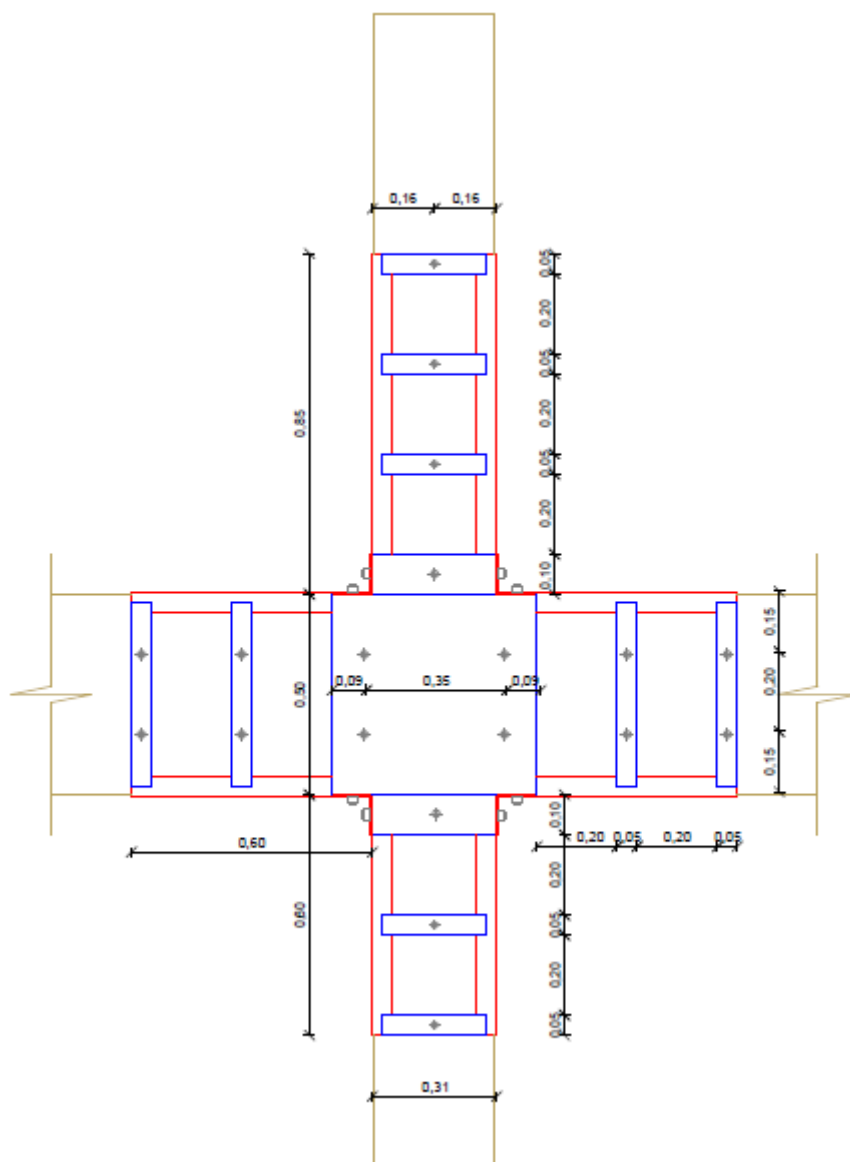


Figura 25 - Pormenorização da solução de reforço do provete IPA-1

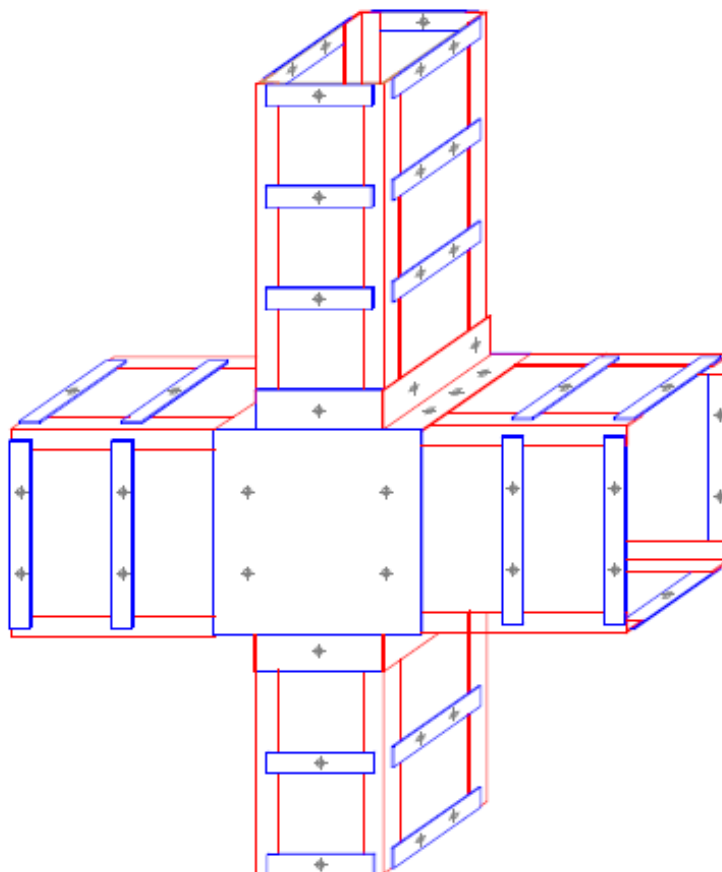


Figura 26 – Reforço metálico do provete IPA-1

5.3 Execução das soluções de reparação e reforço dos provetes

O presente subcapítulo descreve todos os trabalhos desenvolvidos na reparação e reforço dos provetes. Os trabalhos foram executados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, sendo que a reparação dos provetes, nomeadamente a injeção das fissuras, foi realizada pela empresa especializada *CACAO CIVIL ENGINEERING, LDA*.

5.3.1 Trabalhos de reparação

A Figura 27 ilustra o dano em cada um dos nós após a execução dos ensaios experimentais realizados por Garcia (2011). O estudo realizado pelo autor permite constatar que os provetes, quando sujeito a carregamentos cíclicos, apresentam uma grande concentração de fissuras no interior do nó, verificando-se uma diminuição do número das fissuras à medida que as secções transversais dos elementos se distanciam do nó.

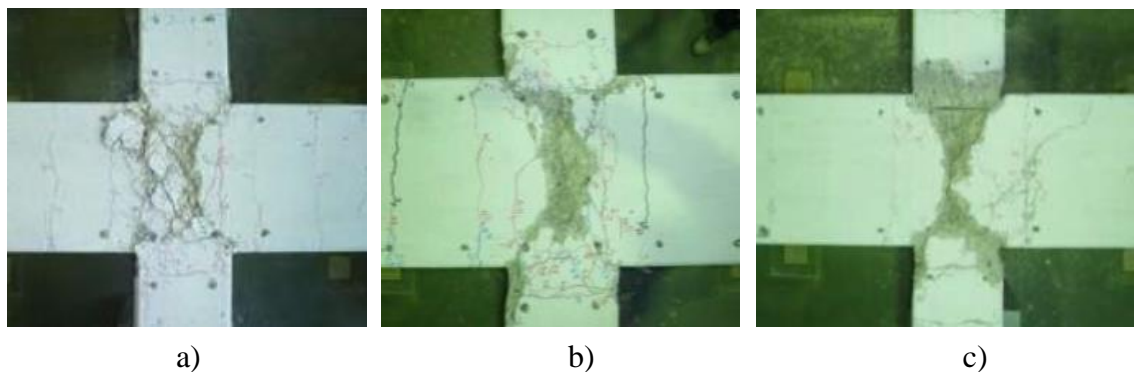


Figura 27 – Danos nos provetes ensaiados: a) dano no nó IPA-1; b) dano no nó IPA-2; c) dano no nó IPB; adaptado Garcia (2011)

Os provetes originais apresentam betão solto no interior do nó. O processo de reparação do nó começa pela remoção deste betão, sendo posteriormente reparadas as fissuras de maior dimensão através da injeção de resina *epoxy* e por fim, foi reconstituído todo o espaço do provete onde se retirou o betão, através da colocação de *grout* (*SikaGrout 218*), (ficha 2, Anexo C).

Na Figura 28 visualiza-se o aspeto dos provetes após a remoção do betão deteriorado do nó.

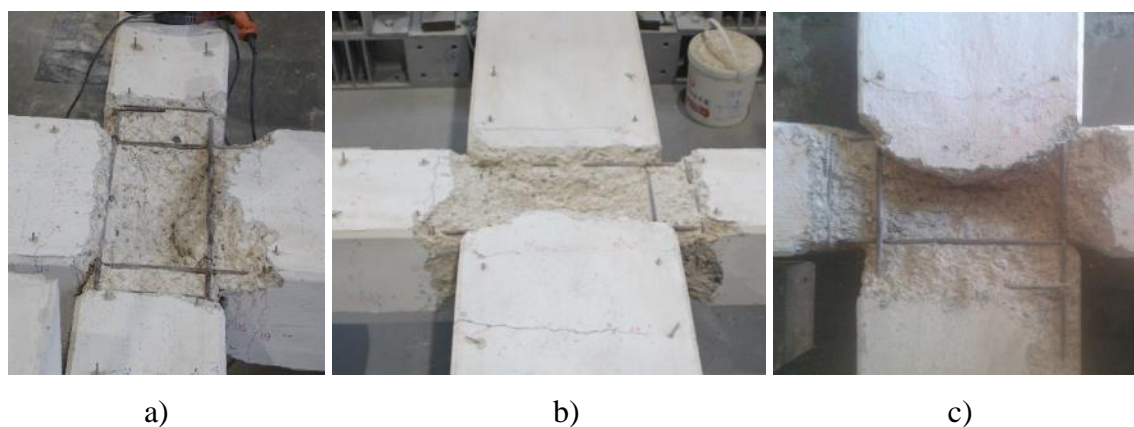


Figura 28 – Provetes após a remoção do betão no interior do nó: a) nó IPA-1; b) nó IPA-2; c) nó IPB

O trabalho de reparação das fissuras inicia-se pela seleção das fissuras que se consideram críticas para a estabilidade do nó. Após esta seleção, a reparação das fissuras é realizada em 4 etapas:

- Furação para colocação de mangueiras;
- Colocação de mangueiras;
- Selagem superficial das fissuras e mangueiras;
- Injeção da resina *epoxy*.

Após a furação para a colocação das mangueiras, os furos devem ser limpos com o auxílio de ar comprimido de forma a retirar todos os resíduos. Seguidamente as mangueiras são inseridas nos furos e é executada a respetiva selagem bem como a selagem superficial das fissuras. Este processo permite injetar a resina *epoxy* com pressão, permitindo que esta preencha todos os vazios da fissura. A selagem foi executada com recurso a resina química (*ResiFast*). O tempo de secagem da resina química depende da temperatura ambiente, sendo que para a temperatura verificada, o tempo necessário para a secagem da resina química foi de 20 minutos. Na Figura 29 observa-se o processo de colocação das mangueiras e selagem superficial.

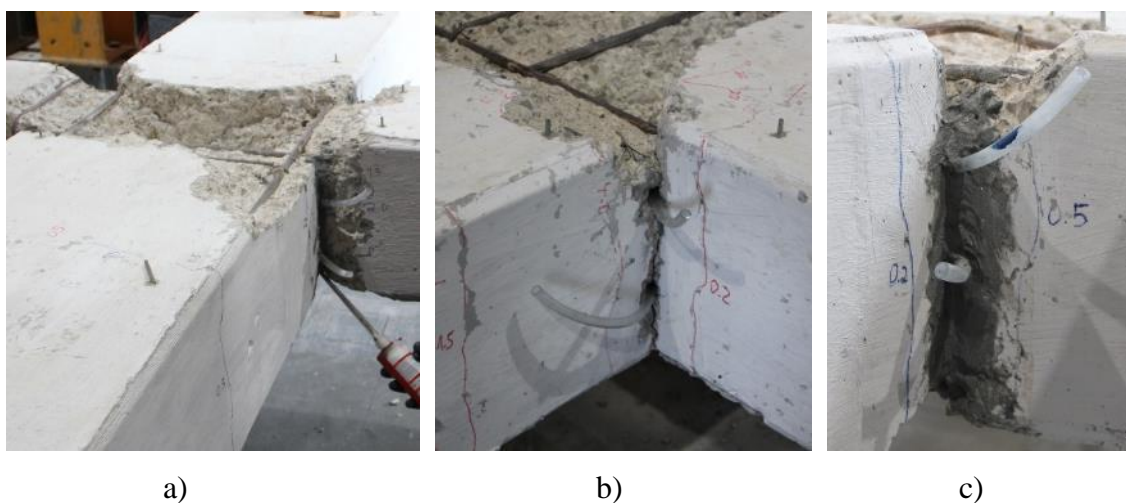


Figura 29 - Reparação das fissuras: a) colocação mangueiras; b) Selagem superficial; c) pormenor selagem superficial

A reparação das fissuras é finalizada pela injeção da resina *epoxy* (*MC-FASTPACK 1264 COMPACT*), (ficha 1, Anexo C), através das mangueiras colocadas, Figura 30. A injeção é realizada de baixo para acima, sendo que esta é uma técnica que permite perceber quando a fissura está preenchida, uma vez que a resina começa a surgir na mangueira imediatamente acima. Após a injeção em cada tubo, o mesmo é apertado na extremidade, impedindo assim a resina *epoxy* de sair. As mangueiras são cortadas à face dos elementos que constituem os provetes após os dois dias de cura da resina *epoxy*.



Figura 30 – Injeção da resina *epoxy* (MC-FASTPACK 1264 COMPACT)

Um dos varões longitudinais do pilar do provete IPA-1 encurvou, em resultado dos ensaios experimentais realizados nos provetes originais, Figura 31 a).

A reparação do varão encurvado realizou-se através da execução de um entalhe com aproximadamente 30 cm, Figura 31 b). O varão de reforço apresenta as mesmas características que o varão original.



a)



b)

Figura 31 – Provede IPA-1 original: a) pormenor varão plastificado; b) entalhe realizado no varão

A última fase de reparação dos provetes consiste na reconstrução do núcleo do nó através da colocação de um *grout* (*SikaGrout-218*).

O trabalho inicia-se pela realização de uns furos no nó de forma a facilitar a colocação do *grout* na parte inferior do provede, Figura 32 a). Após a execução dos furos e respetiva limpeza é colocada a cofragem de forma a definir os elementos do provede, Figura 32 b).



Figura 32 – Trabalhos de preparação para colocação do *grout*: a) furação do provete; b) cofragem

Na Figura 33 a) observa-se a preparação do *grout* utilizado, enquanto que na Figura 33 b) visualiza-se a superfície do provete molhado. Esta tem como objetivo minimizar a retração do *grout* aquando do processo de secagem, bem como o aumento da aderência entre o *grout* e o provete.



Figura 33 – Trabalhos de preparação para colocação do *grout*: a) Preparação do *grout*; b) molhagem do provete

Após cofragem e a preparação da superfície é colocado o *grout* nos provetes, seguindo os procedimentos ilustrados na Figura 34. O *grout* é colocado na parte inferior dos provetes pelos furos executados anteriormente, com o auxílio de um varão, de forma a preencher todos os espaços existentes, Figura 34 b). Após 2 dias de cura do *grout*, o provete é descofrado, podendo proceder-se ao trabalho reforço.



Figura 34 - Reparação do nó: a) colocação do *grout*; b) colocação do *grout* na parte inferior do provete; c) espalhamento do *grout*; d) estado final após reparação

De forma a realizar um controlo de qualidade e estimar as capacidades mecânicas do *grout* à compressão, foram realizados ensaios de compressão uniaxial a três provetes cúbicos de *grout*. Os provetes tinham 10 cm de aresta e o tempo de cura foi de 28 dias. Os valores da tensão de compressão obtidos para os ensaios aos provetes cúbicos de *grout* encontram-se na Tabela 9. A tensão média de rotura à compressão (f_{cm} (t = 28 dias)) obtida foi de 55,1 MPa, verificando-se que é superior ao valor da resistência à compressão definido nas fichas técnicas do produto que varia entre 45 e 50 MPa (Anexo C).

Tabela 9 – Resistência à compressão dos provetes cúbicos de *grout*

	tempo de cura (dias)	massa (kg)	f_{cm} (MPa)
Proвете 1	28	2,294	54,6
Proвете 2		2,263	51,5
Proвете 3		2,259	59,1

Durante a realização dos trabalhos de reparação aos provetes foram contabilizados os materiais e a mão de obra gastos para a realização do trabalho, com o objetivo de quantificar o orçamento. Na Tabela 20 (Anexo A), encontra-se orçamento pormenorizado

da reparação dos provetes. O orçamento total obtido foi de 892 €, o que equivale a um custo de reparação de 297 € por provete. O orçamento inclui a taxa de IVA em vigor.

5.3.2 Trabalhos de reforço

Nesto ponto descrevem-se todas as técnicas utilizadas na execução das soluções de reforço dos provetes com as chapas metálicas. O processo de execução do reforço desenvolve-se nas seguintes etapas: colocação e soldadura das chapas metálicas; furação do provete e colocação das buchas; selagem das arestas e injeção de resina *epoxy*.

O sistema de reforço constituído pelas cantoneiras e cintas é simétrico, pelo que a soldadura das cintas às cantoneiras foi executada numa oficina de serralharia, resultando duas peças, ilustradas na Figura 35, que encaixam nos pilares e vigas dos provetes, sendo apenas necessário soldar posteriormente as peças depois de colocadas nos provetes.

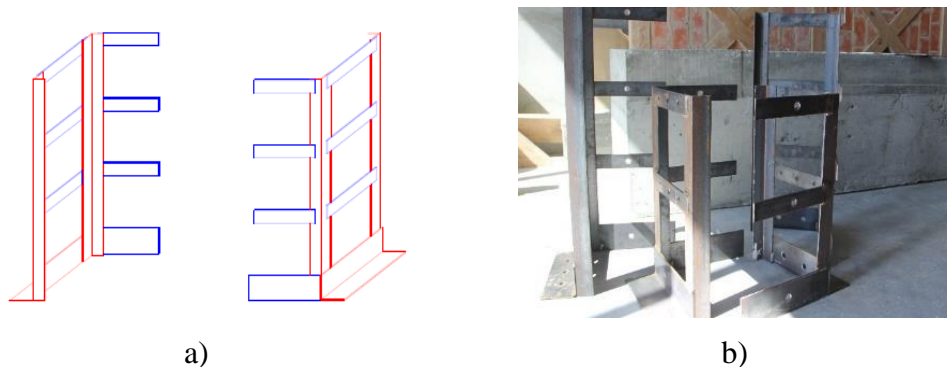


Figura 35 – Peças de reforço: a) desenho; b) peças reais

O trabalho de reforço inicia-se pela limpeza dos resíduos das faces dos elementos do provete. Após este trabalho, são colocadas as peças de reforço no provete, sendo estas grampeadas de forma a ajustar a face das chapas à face dos provetes, Figura 36 a). Seguidamente as cintas são soldadas à cantoneira longitudinal na face em que se encontram, Figura 36 b).

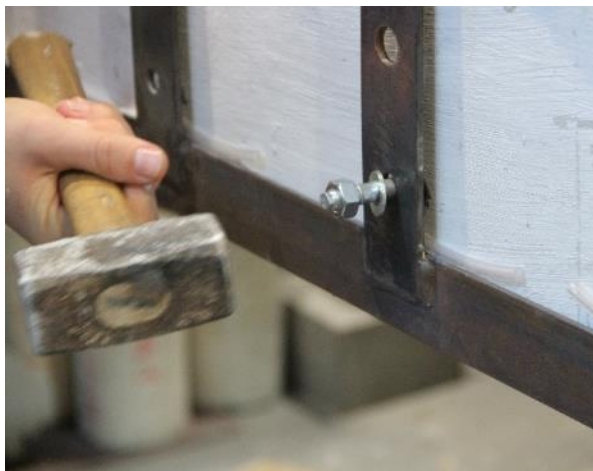


Figura 36 – Colocação das chapas de reforço: a) ajuste com grampos e soldadura das chapas; b) estado final (pilar inferior)

Posteriormente à colocação dos elementos metálicos inicia-se a ancoragem destes com as buchas metálicas. Para esta fase, é realizada a furação do provete através dos furos existentes nas chapas, Figura 37 a), sendo posteriormente limpos, retirando todas as partículas existentes. Após a finalização da furação e respetiva limpeza, são colocadas as respetivas buchas metálicas definidas no pré-dimensionamento, Figura 37 b).



a)



b)

Figura 37 – Ancoragem das chapas com as buchas metálicas: a) furação do provete: b) colocação das buchas

A última fase do trabalho de reforço consiste na injeção da resina *epoxy* (*S&P Resin 55*), (ficha 3, Anexo C). Antes da injeção da resina é necessária a execução de alguns trabalhos preparatório, nomeadamente a selagem de todas as arestas e a colocação das mangueiras. A selagem é executada com o recurso a silicone, nas arestas em que a distância entre a chapa e o provete é reduzida. No entanto, como as cintas são soldadas nas faces exteriores das cantoneiras, as arestas destas com o provete são superiores a 5 mm, sendo necessário a selagem com uma fita de pintor reforçada com silicone, Figura 38 a). As mangueiras inseridas têm como função a injeção da resina *epoxy*, como ilustrado na Figura 38 b), assim como a monitorização do estado de enchimento do espaço vazio durante o processo da injeção.



Figura 38 – Colagem das chapas com resina *epoxy*: a) Selagem das arestas: b) Injeção da resina

Na Figura 39 apresenta-se o estado final dos provetes reforçados.

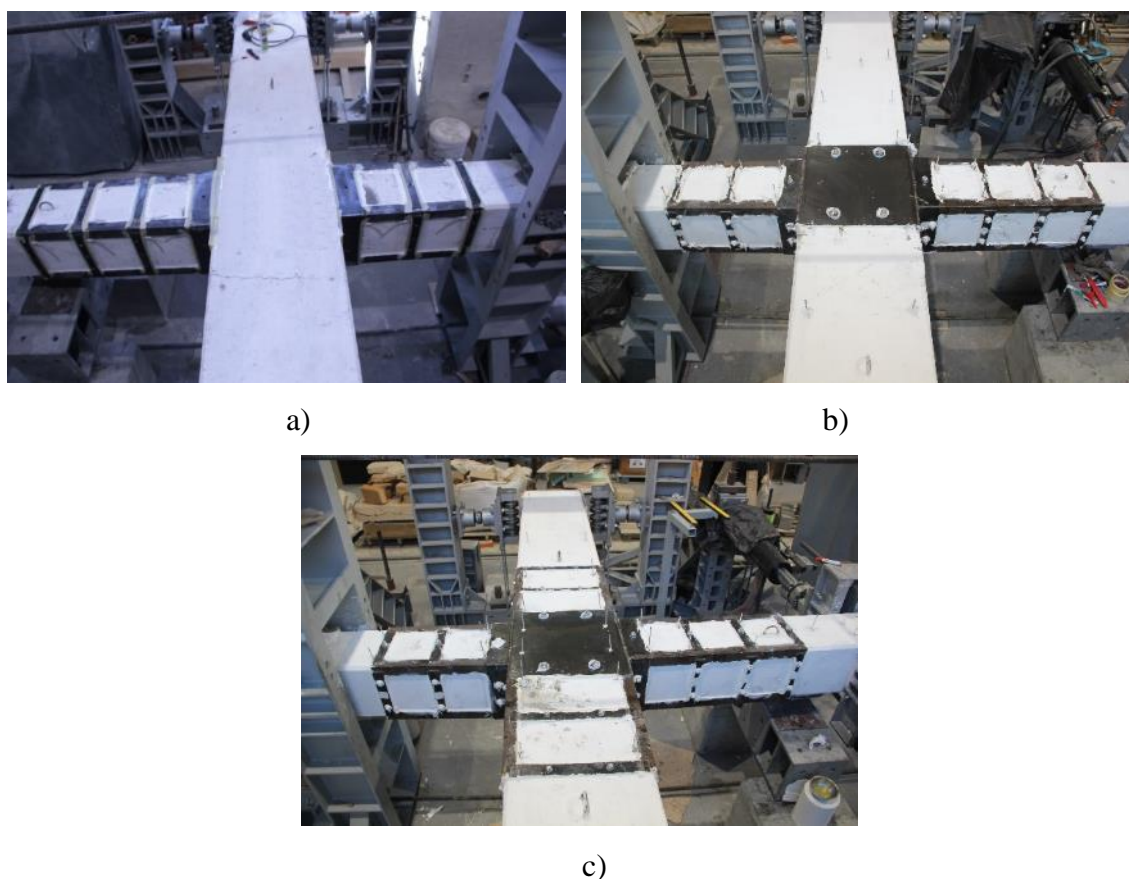


Figura 39 – Proвете final reforçado: a) IPA-2; b) IPB; c) IPA-1

Os materiais e mão de obra foram contabilizados para os trabalhos de reforço de cada provete e determinado o respetivo orçamento. O orçamento encontra-se pormenorizado nas tabelas no Anexo A. O provete IPA-2 apresenta o menor custo de reforço, 850€, seguidamente o reforço do provete IPB, 1075€, e por fim, o provete IPA-1 com cerca de 1333€. O orçamento para cada provete inclui a taxa de IVA em vigor.

O orçamento obtido é elevado pois foi um trabalho realizado em laboratório e em pequena escala. Prevê-se uma redução de custos para a execução deste tipo de reforço executado em estruturas reais.

O tempo previsto para a execução deste tipo de reforço em obra varia entre dois dias, se for apenas reforço nos pilares, ou três dias para reforço nos pilares, nó e vigas.

Capítulo 6

Esquema de ensaio e apresentação
de resultados

Capítulo 6

6 Esquema de ensaio

6.1 Funcionamento da plataforma de ensaio

6.2 Descrição da plataforma de ensaios

6.3 Instrumentação de monitorização

6.4 Apresentação de resultados

6.4.1 Considerações gerais

6.4.1.1 Relação força-deslocamento

6.4.1.2 Energia dissipada

6.4.1.3 Amortecimento equivalente

6.4.1.4 Danos observados

6.4.1.5 Comprimento da rótula plástica

6.4.2 Resultados do ensaio ao provete IPA-2 reforçado

6.4.2.1 Relação força-deslocamento

6.4.2.2 Energia dissipada

6.4.2.3 Amortecimento equivalente

6.4.2.4 Danos observados

6.4.2.5 Comprimento da rótula plástica

6.4.3 Resultados do ensaio ao provete IPB reforçado

6.4.3.1 Relação força-deslocamento

6.4.3.2 Energia dissipada

6.4.3.3 Amortecimento equivalente

6.4.3.4 Danos observados

6.4.3.5 Comprimento da rótula plástica

6.4.4 Resultados do ensaio ao provete IPA-1 reforçado

6.4.4.1 Ocorrência durante o ensaio experimental

6.4.4.2 Relação força-deslocamento

6.4.4.3 Energia dissipada

6.4.4.4 Amortecimento equivalente

6.4.4.5 Danos observados

6.4.4.6 Comprimento da rótula plástica

6 Esquema de ensaio e apresentação de resultados

O presente capítulo caracteriza a plataforma utilizada para os ensaios experimentais dos provetes de betão armado reforçados com armaduras exteriores. Além da caracterização geral do funcionamento da plataforma é ainda apresentada uma descrição dos elementos que a constituem, nomeadamente os elementos de reação, o sistema de aplicação de cargas e a instrumentação utilizada. A plataforma de ensaio está adaptada para a realização de ensaios cíclicos e serviu de apoio ao estudo do comportamento de nós viga-pilar sujeitos a este tipo de carregamento, realizado nos últimos anos por diversos autores como Garcia (2011), Marques (2014), Lei (2016) ou Melo (2014).

Posteriormente são apresentados os resultados experimentais obtidos nos ensaios cíclicos realizados aos provetes reforçados.

6.1 Funcionamento da plataforma de ensaio

O ensaio experimental pretende avaliar o comportamento da ligação viga-pilar quando sujeita a cargas cíclicas. Para isso, o ensaio segue uma lei de deslocamentos previamente definida, já que foi utilizada nos ensaios anteriores e que consiste na aplicação de um deslocamento horizontal cíclico no topo do pilar superior. De forma a simular as restrições que os elementos estão sujeitos “*in situ*”, a plataforma dispõe de três apoios, sendo estes, um apoio duplo na base do pilar inferior e um apoio simples em cada uma das extremidades das vigas. Os apoios simples das vigas permitem a movimentação do nó segundo o eixo longitudinal das vigas, enquanto que o apoio duplo na base do pilar permite apenas a rotação do pilar, pretendendo simular o esforço axial e de corte que o pilar está sujeito na ligação viga-pilar.

O pilar é sujeito a um esforço axial de 460 kN, valor comum para edifícios com 4 pisos e com vigas de aproximadamente 4 metros de vão, sendo este também o valor utilizado nos ensaios experimentais dos provetes originais. Esta é uma força concentrada e constante aplicada no topo e segundo o eixo do pilar superior.

Na Figura 40 está representado o esquema de ensaio referido e a lei de deslocamentos utilizada. No esquema de ensaio não está representada a dimensão real dos provetes, como ilustrado na Figura 12 b), devido às condições de apoio do provete na plataforma de ensaio, como se observa na Figura 41.

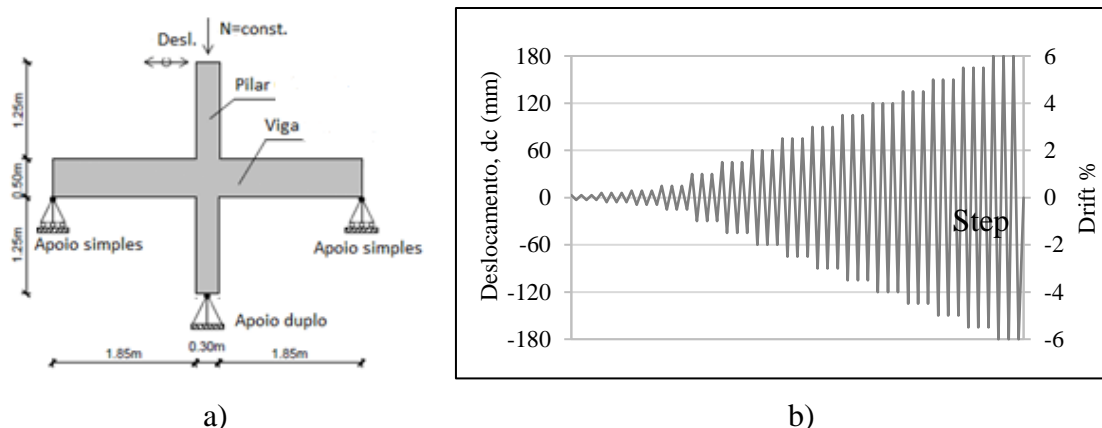


Figura 40 – a) esquema de ensaio, adaptado de Marques (2014); b) lei de deslocamentos aplicada

A lei de deslocamentos não é aplicada sempre à mesma velocidade. De forma a reduzir a duração total do ensaio experimental, a velocidade de aplicação do deslocamento lateral no topo do pilar aumenta de 0,4 mm/s para 1,0 mm/s quando se verifica a mudança para o ciclo de deslocamento $\Delta = \pm 30$ mm (*drift* 1,0%). A partir deste nível de *drift*, a velocidade do ensaio mantém-se nos 1,0 mm/s até ao ciclo de deslocamento $\Delta = \pm 75$ mm (*drift* 3,5%). A partir deste ciclo de deslocamento e até ao final, o ensaio é realizado a uma velocidade de 1,5 mm/s.

Na Tabela 10 apresentam-se os valores do deslocamento lateral imposto no topo do pilar em cada ciclo, definido na lei de deslocamentos.

Tabela 10 – Deslocamento lateral imposto no topo do pilar em cada ciclo

dc (mm)	3	6	9	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
Drift (%)	0,1	0,2	0,3	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0

6.2 Descrição da plataforma de ensaios

Na Figura 41 está representado o esquema da plataforma de ensaio que permite a realização do ensaio experimental pretendido e de forma a cumprir as condições descritas no ponto anterior. A plataforma é constituída por um conjunto de elementos metálicos perfilados de elevada rigidez, atuadores hidráulicos, *slides* e outras peças que permitem minorar os efeitos das forças de atrito.

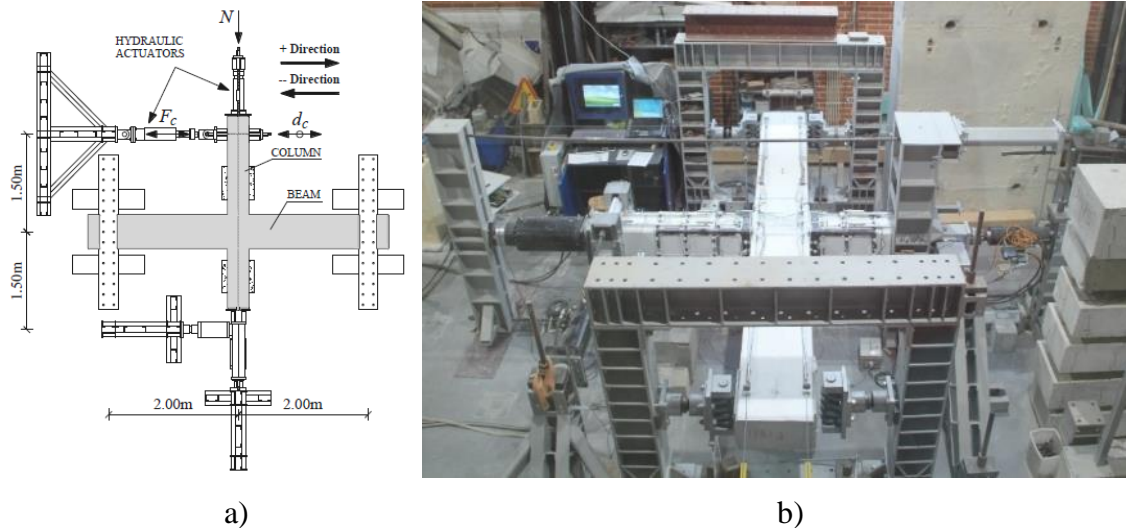


Figura 41 – Plataforma de ensaio: a) em planta, adaptado Melo (2014); b) vista geral

Os elementos metálicos perfilados de alta rigidez, representados na Figura 41 a), correspondem a cinco estruturas metálicas, sendo que duas delas garantem o apoio duplo na base do pilar inferior do provete, Figura 42 a), uma garante o apoio ou reação ao servo-atuador responsável pelos deslocamentos impostos no pilar superior, Figura 42 b) e os restantes dois pórticos metálicos garantem o apoio dos *slides* na extremidade das vigas, Figura 42 c).

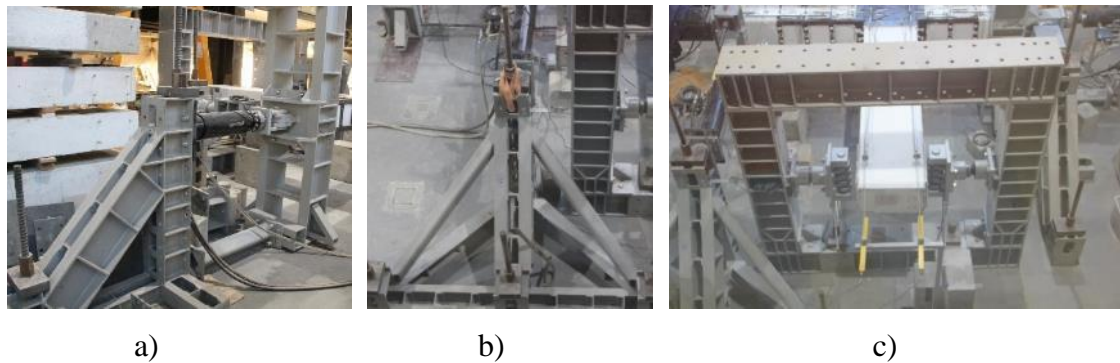


Figura 42 – Elementos metálicos de reação: a) apoio duplo; b) servo-atuador; c) viga/slides

A estrutura metálica referida foi devidamente fixada à laje de reação através de varões de aço pré-esforçados. A tensão imposta nos varões pelo pré-esforço gera uma força de atrito entre os elementos da estrutura metálica e a superfície da laje de reação, impedindo assim o deslocamento da estrutura durante a realização do ensaio.

A ligação do provete à estrutura de reação é garantida por um apoio duplo na base do pilar, Figura 43 a), e dois apoios nas extremidades das vigas que simulam o apoio simples, realizado através de slides ajustáveis que estão fixados na estrutura de reação, Figura 43 b). O apoio simples em cada extremidade da viga é constituído por dois apoios simples,

devido à reversibilidade das forças nas extremidades das vigas. Isto é, o sentido da força no apoio simples da viga muda de sentido quando se inverte o deslocamento imposto no topo do pilar.

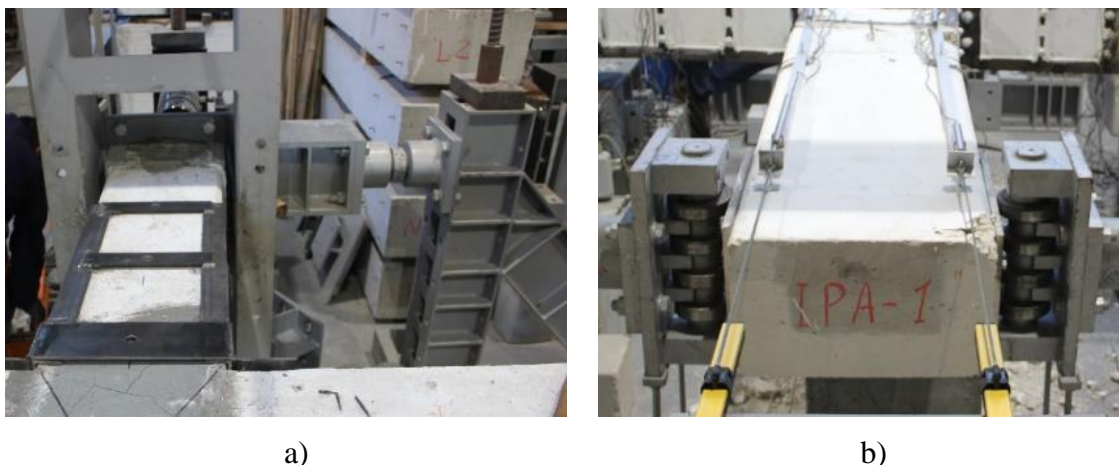


Figura 43 – Ligação dos provetes à estrutura de reação: a) apoio duplo; b) slide

Dado que o peso próprio do provete não exerce uma influência significativa no comportamento deste quando sujeito aos carregamentos cíclicos, o ensaio experimental foi realizado na horizontal por motivos de facilidade de execução. Assim, de forma a suportar o provete no plano horizontal, foram colocados dispositivos mecânicos à base de esferas, Figura 44 a), que assentam em blocos de nivelamento. Foram colocadas chapas metálicas sobre os blocos onde apoiam as esferas, Figura 44 b), de forma a minimizar o atrito entre os blocos e as esferas, permitindo assim a fácil movimentação do provete durante a aplicação dos deslocamentos no topo do pilar.



Figura 44 – Ligações dos apoios: a) esferas; b) blocos de apoio

O deslocamento imposto no topo do pilar, d_c , é aplicado com recurso a um servo-atuador hidráulico, SVACT Figura 45 a), com capacidade de 200 kN e um curso de 400 mm. O servo-atuador possui duas rótulas, nas extremidades, de forma a que o atuador esteja

sujeito apenas a esforços axiais e a não existirem restrições de movimentos nos provetes. Para a aplicação da força lateral por parte do servo-atuador, são colocadas duas vigas no topo do pilar, às quais é ligado o servo-atuador, Figura 45 c). As vigas são colocadas uma de cada lado, na vertical, ligadas por varões de aço aos quais foi aplicado pré-esforço. O pré-esforço aumenta a resistência de atrito entre as vigas metálicas e o provete impedindo o deslocamento do ponto de aplicação da carga durante o ensaio.

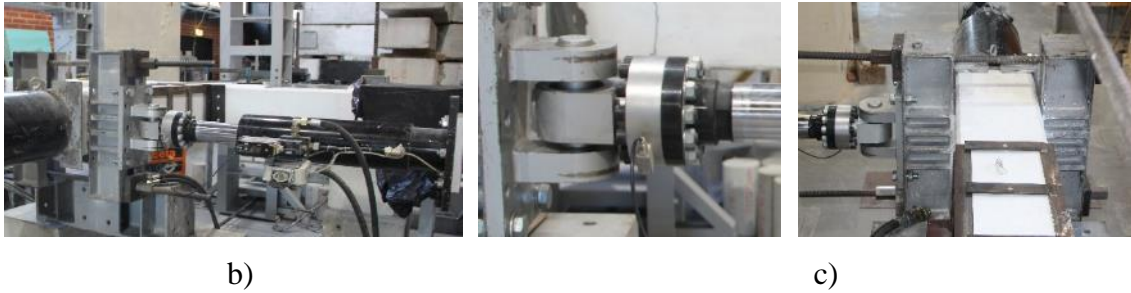


Figura 45 – Aplicação dos deslocamentos laterais no pilar: a) servo-atuador; b) pormenor de uma das rótulas; c) ligação do servo-atuador ao provete

O esforço axial, N , é aplicado através de um atuador, ACT, Figura 46 a), com capacidade de 500 kN, colocado e centrado no topo do pilar, que faz reação através de um sistema estrutural composto por elementos metálicos transversais ligados por dois varões de aço paralelos ao pilar. Um dos varões liga as faces superiores e o outro as faces inferiores dos elementos metálicos, constituído um sistema autoequilibrado, mas flexível, de pilar/varões, que garante um esforço axial constante no decorrer do ensaio, Figura 46.



Figura 46 – Aplicação do esforço axial: atuador e sistema autoequilibrado

Nos trabalhos de preparação do provete colocaram-se umas chapas metálicas na extremidade da face das vigas do provete, fixadas com buchas, de forma a servir de apoio e possibilitando uma minimização do atrito entre o *slide* e o provete, Figura 47 a). A

ligação do provete ao apoio duplo e ao atuador que impõe o esforço axial no topo do pilar é realizada através da colocação de duas chapas metálicas. Estas encaixam no pilar, sendo que as folgas existentes entre as chapas e o pilar são preenchidas com *grout*, por forma a eliminar os possíveis deslocamentos durante a realização do ensaio, Figura 47 b).



Figura 47 – Preparação do provete: a) Extremidade das vigas; b) topo do pilar

6.3 Instrumentação de monitorização

A monitorização dos deslocamentos durante a realização dos ensaios em cada provete é realizada com o recurso a diferentes transdutores de deslocamento, sendo estes: os potenciómetros (da *GEFRAN*), com um curso de 25 mm e 50 mm; os *LVDTs* (da *APPLIED MEASUREMENTS*), com um curso situado entre os 10 mm e 250 mm; os transdutores lineares (da *TURCK*), com um curso de 400 mm; e os transdutores de fio, com curso de 500 mm, Figura 48.

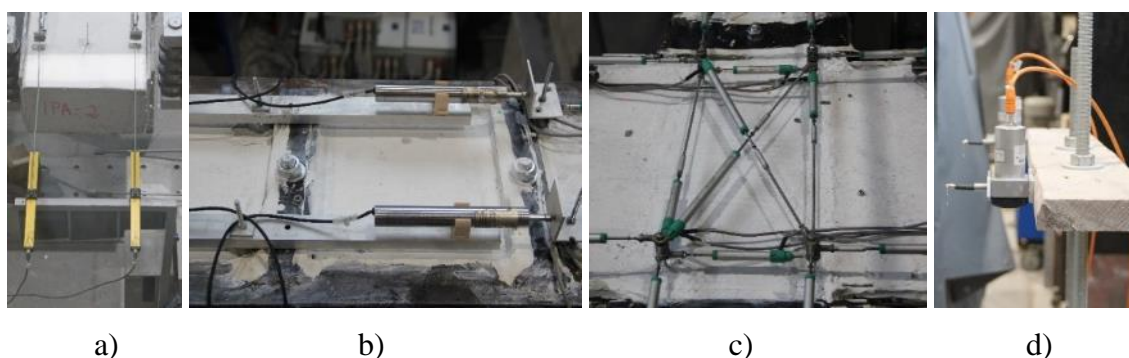


Figura 48 – Instrumentação utilizada: a) transdutores lineares; b) *LVDTs*; c) potenciómetros; d) transdutores de fio

Os sensores utilizados seguem a mesma disposição aplicada nos ensaios dos provetes não reforçados, procurando-se assim monitorizar os deslocamentos relativos nos mesmos pontos.

Os potenciômetros, definidos de P1 a P30, e os *LVDT* 1 a 19, monitorizam os deslocamentos relativos ocorridos entre várias secções nos elementos.

Os transdutores lineares B01 a B04 e os transdutores de fio F02, F04, F05 e F07, determinam os deslocamentos absolutos. O deslocamento imposto no topo do pilar superior e a rotação absoluta são monitorizados pelos transdutores B01 e B02.

No total são utilizados 48 sensores, dos quais 36 monitorizam deslocamentos relativos nas secções dos elementos, 8 monitorizam os deslocamentos absolutos nas extremidades dos elementos, e 2 (LN1 e LN2), verificam a ocorrência de deslocamentos nas estruturas metálicas de alta rigidez que garantem o apoio dos *slides* nas extremidades das vigas.

Na Figura 49 encontra-se a disposição dos sensores, esquematizada em pormenor no interior do nó, assim como a distância entre pontos de medição para cada um dos sensores.

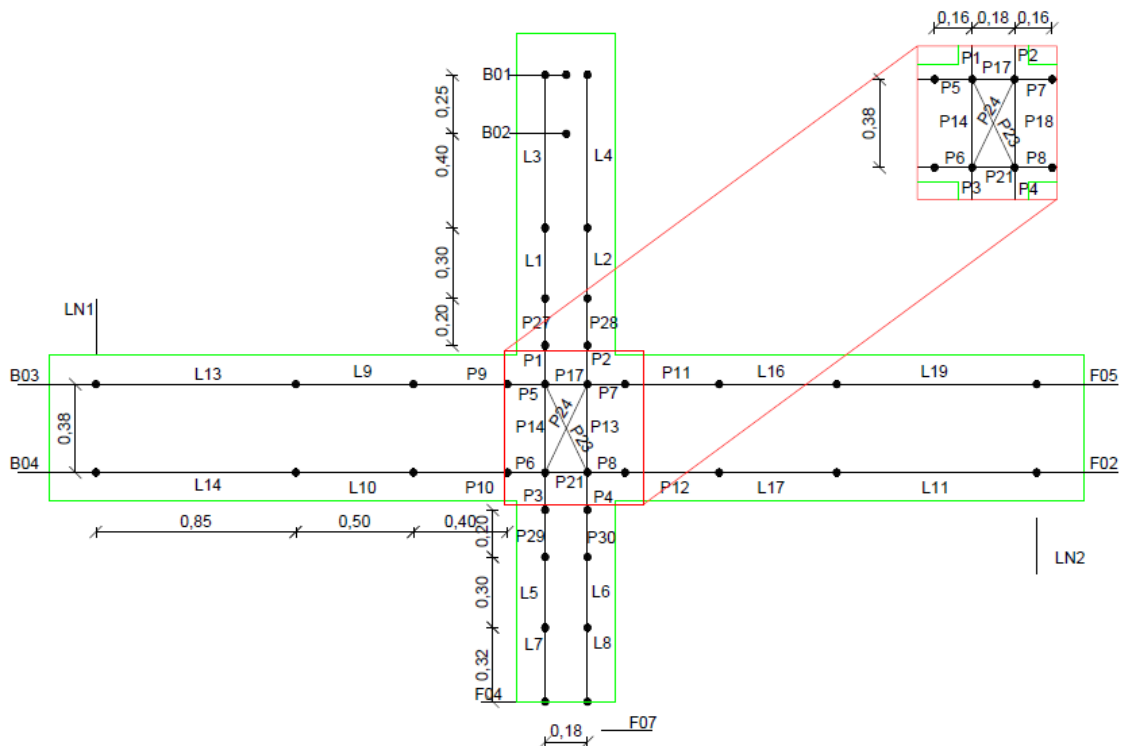


Figura 49 – Esquema da disposição dos sensores e respetivas distâncias entre sensores (m)

6.4 Apresentação de resultados

No presente subcapítulo são apresentados os resultados experimentais obtidos nos ensaios cíclicos realizados nos provetes.

6.4.1 Considerações gerais

Neste ponto serão expostas algumas considerações sobre os parâmetros que servem de base para a caracterização do comportamento dos provetes. Estes parâmetros são:

- Relação força-deslocamento e nível de *drift*;
- Energia dissipada;
- Amortecimento equivalente;
- Danos observados;
- Comprimento da rótula plástica.

6.4.1.1 Relação força-deslocamento

Segundo a lei de deslocamentos, o diagrama força-deslocamento traduz-se na força obtida no topo do pilar quando um certo deslocamento é imposto. A lei de deslocamentos imposta, Figura 40, consiste na imposição de ciclos completos, com inversão de sentido, para 18 níveis de deslocamento, de amplitude crescente até um máximo de 180 mm, sendo que para cada nível de deslocamento repetem-se três ciclos de igual amplitude. Como os ensaios dos provetes são realizados sob um processo controlado de carregamento cíclico, o diagrama força-deslocamento apresenta ciclos de histerese, que se caracteriza pela não coincidência das curvas definidas nas fases de descarregamento e carregamento.

O nível de *drift* corresponde à razão entre o deslocamento, d_c , verificado no ponto de aplicação da carga lateral no pilar superior, e a altura, h , compreendida entre a aplicação da carga lateral e a base do pilar inferior. O valor do *drift* é obtido pela equação (7.1).

$$Drift = \frac{d_c}{h} * 100(\%) \quad (7.1)$$

Na Figura 50 pode visualizar-se um exemplo de um gráfico força-deslocamento e o respetivo nível de *drift*.

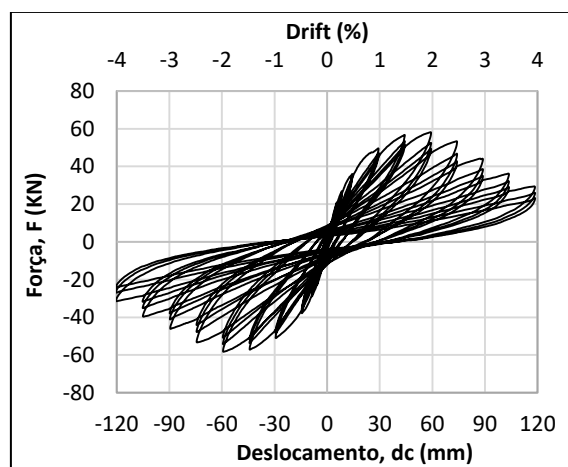


Figura 50 – Exemplo de gráfico força-deslocamento (proвете IPA-2 reforçado)

A análise do diagrama força-deslocamento de cada provete é realizada assinalando os pontos da força máxima e força última atingida durante o ensaio e os respectivos deslocamentos.

As envolventes força-deslocamento obtêm-se através da união com segmentos de reta dos pontos máximos, no sentido positivo e mínimos no sentido negativo, dos ciclos histeréticos. Desta forma, os segmentos de reta traduzem a evolução da rigidez dos provetes ao longo do ensaio. De modo a facilitar a compreensão da variação da rigidez identificam-se as etapas de evolução de dano em cada provete:

A - Início da fissuração nas vigas;

B - Início de fissuração nos pilares;

C – Cedência da armadura;

D - Início de fissuração no nó;

E – Destacamento do betão;

F – Capacidade última (redução da resistência em 20% da força máxima atingida).

Para as etapas de dano enumeradas será evidenciada a força e o respetivo deslocamento a que ocorrem, assim como também é quantificada a rigidez inicial e a rigidez pós-pico.

Da mesma forma que no estudo dos provetes originais realizado por Garcia (2011), determina-se o deslocamento em cedência através do ajuste da curva bi-linear à envolvente força-deslocamento. Este é um processo iterativo que resulta do cumprimento de duas condições em simultâneo. Por um lado, a área abaixo da curva da envolvente deverá ser igual à área abaixo da reta bi-linear, Figura 51 a), por outro lado, as áreas acima e abaixo da reta bi-linear deverão ser aproximadamente iguais, Figura 51 b).

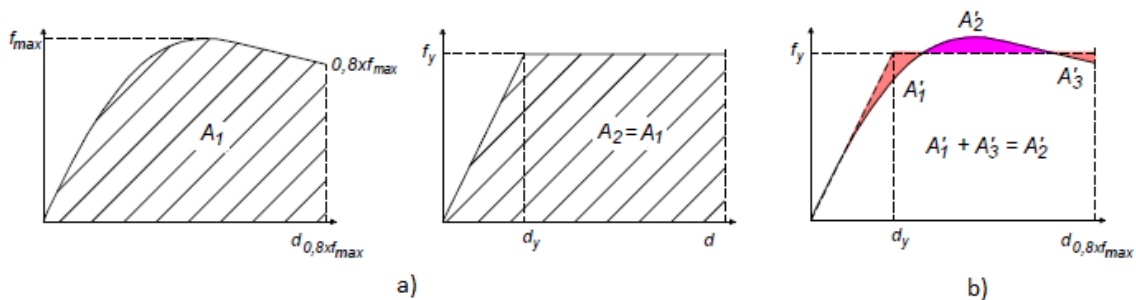


Figura 51 – Cálculo do deslocamento de cedência: a) primeira condição; b) segunda condição; adaptado de Garcia (2011)

6.4.1.2 Energia dissipada

A energia total corresponde à soma da energia dissipada pelo provete e a energia armazenada sob a forma de energia potencial elástica. Nesta Dissertação, a designação de

energia dissipada adotada, corresponde à soma dos dois tipos de energia referidos e não à energia dissipada isoladamente. Contudo, a energia elástica tem um valor muito inferior à energia dissipada internamente pelo provete.

O cálculo da energia dissipada é efetuado através da integração da relação força-*drift*, aplicando-se a regra dos trapézios para determinar a soma cumulativa da área abaixo da curva para cada *step*. A energia dissipada, E , é calculada pela equação (7.2).

$$E_i = E_{(i-1)} + \frac{f_{(i-1)} + f_i}{2} * (d_i - d_{(i-1)}) \quad (7.2)$$

Onde d corresponde ao deslocamento imposto no topo do pilar e F à força que é necessário aplicar para se obter o deslocamento d .

6.4.1.3 Amortecimento equivalente

Os provetes são submetidos a um processo controlado de carregamento cíclico para o qual as respostas não são perfeitamente simétricas. Desta forma, para a determinação do amortecimento equivalente adotou-se a formulação apresentada por Varum (2003), baseada em alguns princípios apresentados por Priestley (1996).

O amortecimento equivalente, ξ_{eq} , equação (7.3), é composto por duas parcelas, sendo a primeira referente ao amortecimento viscoso, ξ_E , a segunda ao amortecimento histerético, ξ_H .

$$\xi_{eq} = \xi_E + \xi_H \quad (7.3)$$

No caso em estudo, a parcela do amortecimento viscoso não é considerada no amortecimento equivalente uma vez que os ensaios realizados não são dinâmicos. Assim, o método mais comum que define o amortecimento equivalente é através da relação força-deslocamento, Figura 52, que determina o valor do amortecimento para metade de cada ciclo histerético completo. Assim, o amortecimento equivalente é obtido pela equação (7.4).

$$\xi_{eq} = \frac{1}{\pi} * \frac{A_{half-loop}}{F_{máx.} * \Delta_d} \quad (7.4)$$

em que:

$A_{half-loop}$: área dentro da curva força-deslocamento para cada semicírculo;

$F_{m\acute{a}x}$: força máxima atingida em cada círculo histerético;

Δ_d : deslocamento máximo imposto em cada ciclo.

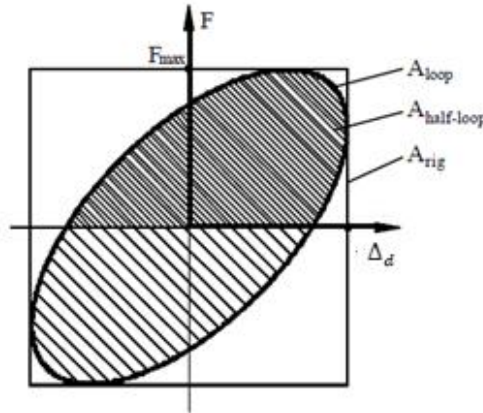


Figura 52 – Amortecimento para um ciclo de histerese, adaptado de Varum (2003)

Segundo Priestley (1996), o amortecimento equivalente para estruturas de betão armado depende da exigência de ductilidade de deslocamento estrutural e da localização predominante, nas vigas ou pilares, das rótulas plásticas desenvolvidas. A ductilidade referida corresponde à razão entre o máximo deslocamento de cada ciclo histerético, Δ_d , e o deslocamento correspondente à cedência, Δ_y , equação (7.5).

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (7.5)$$

Os resultados obtidos para a relação amortecimento equivalente/ductilidade são apresentados até à força última.

6.4.1.4 Danos observados

Nos danos observados é realizada uma sucinta descrição da evolução do dano ao longo do ensaio e até se atingir a rotura do provete. Desta forma, apresentam-se fotografias do dano na zona da rotura, assim como um esquema representativo do dano geral do provete.

6.4.1.5 Comprimento da rótula plástica

Os comprimentos das rótulas plásticas formadas nas vigas e pilares dos provetes foram obtidos pela medição direta da região do provete com dano visualmente observado, considerando o dano a fendilhação concentrada. Para os provetes estudados, apresentam-se os valores obtidos para o comprimento da rótula plástica, L_p , e a relação entre este comprimento e a altura, h , da respetiva secção transversal.

6.4.2 Resultados do ensaio ao provete IPA-2 reforçado

Os resultados apresentados a seguir são referentes ao ensaio realizado ao provete IPA-2 reforçado. Este provete foi reforçado nos pilares, inferior e superior, com cantoneiras metálicas ao longo do pilar, ligadas entre si com cintas metálicas.

6.4.2.1 Relação força-deslocamento

Na Figura 53 apresenta-se a relação força-deslocamento para o carregamento cíclico aplicado no provete IPA-2 reforçado. Pela observação dos ciclos histeréticos verifica-se que o gráfico apresenta um efeito “borboleta”, característico da rotura do provete pelo nó. A força máxima resistente do provete é aproximadamente de 58 kN, para os dois sentidos de deslocamento horizontal imposto, e surge para um ciclo de deslocamento de $\Delta = \pm 60$ mm (*drift* 2,0 %). No último ciclo de deslocamento imposto, $\Delta = \pm 120$ mm (*drift* de 4,0%), regista-se uma força de 29,4 kN no sentido positivo do deslocamento e uma força de 31,5 kN no sentido negativo do deslocamento, equivalente respetivamente a 50,7% e 54,3% da força máxima registada.

A fissuração nas vigas inicia-se para o nível de *drift* de 0,2%, correspondente às forças aplicadas de 20,9 kN para a viga da direita e 22,9 kN para a viga da esquerda. Para o *drift* de 0,3% verifica-se o aparecimento das primeiras fissuras diagonais no nó. O destacamento do *grout*, utilizado na reparação do nó, ocorre após a imposição do ciclo de deslocamento $\Delta = \pm 60$ mm (*drift* 2,0%), após se registar a força máxima resistente.

A força última resistente obtida foi 46,6 kN, 80% da força máxima, ocorrendo no sentido positivo para um deslocamento $\Delta = 83,9$ mm (*drift* 2,8%).

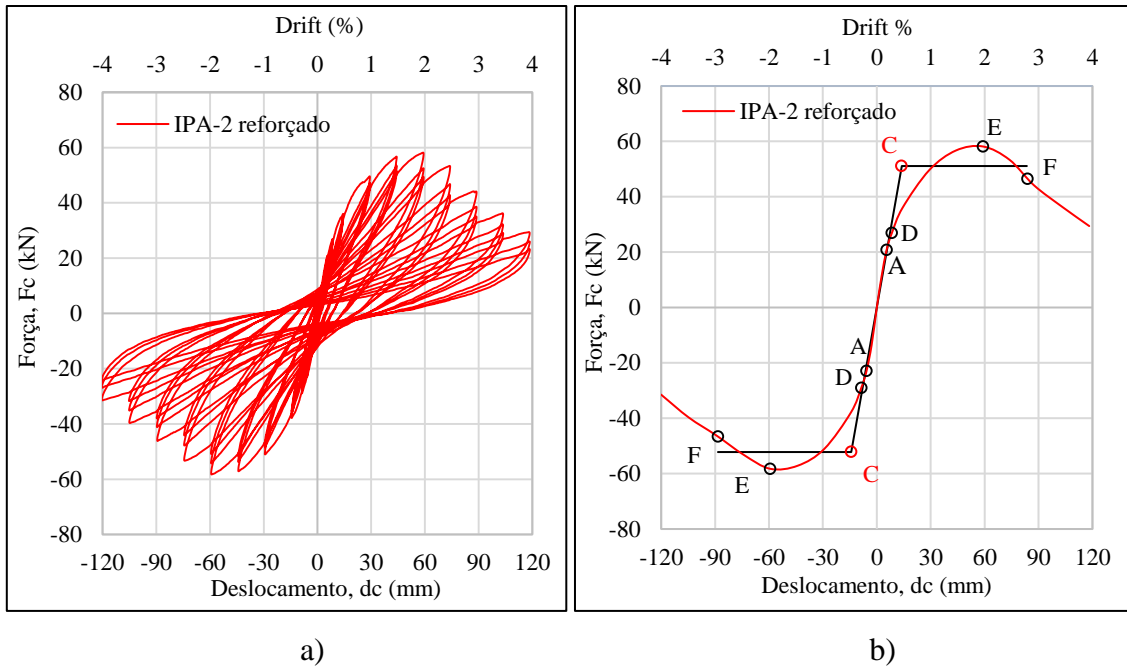


Figura 53 – Relação força-deslocamento (provete IPA-2 reforçado): a) ciclos histeréticos; b) envolvente força-deslocamento e identificação de danos

A cedência da armadura no sentido positivo do deslocamento ocorre para um nível de *drift* de 0,46% ($\Delta = 13,9$ mm), e a força de cedência é de 51,1 kN. No sentido negativo, regista-se uma força de cedência de 52,2 kN, para um *drift* de cedência de 0,47% ($\Delta = -14,2$ mm).

A rigidez inicial é de 3,7 kN/mm e a rigidez pós-pico é de -0,5 kN/mm e -0,4 kN/mm, respetivamente para o sentido positivo e negativo do deslocamento.

6.4.2.2 Energia dissipada

A Figura 54 demonstra a evolução da energia dissipada do provete IPA-2 reforçado. Com base na observação do gráfico verifica-se um aumento aproximadamente linear da energia dissipada a partir do *drift* 2,0%, até ao *drift* 4,0%, onde atinge o valor máximo de energia dissipada de 37,3 kN.m.

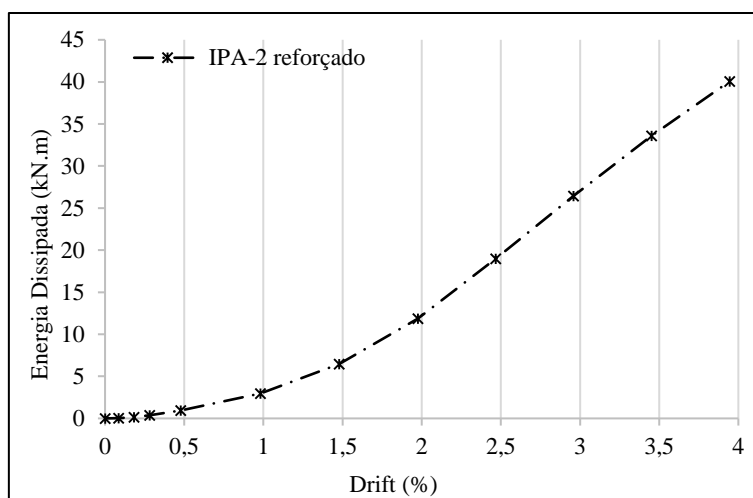


Figura 54 – Energia dissipada do provete IPA-2 reforçado

6.4.2.3 Amortecimento equivalente

Uma análise ao gráfico do amortecimento equivalente-ductilidade, ilustrado na Figura 55, permite constatar que o amortecimento equivalente regista uma evolução crescente de 4,8%, para uma ductilidade $\mu_\Delta=1,0$ m/m, até ao amortecimento equivalente final de 10,9%, ductilidade $\mu_\Delta=6,3$ m/m.

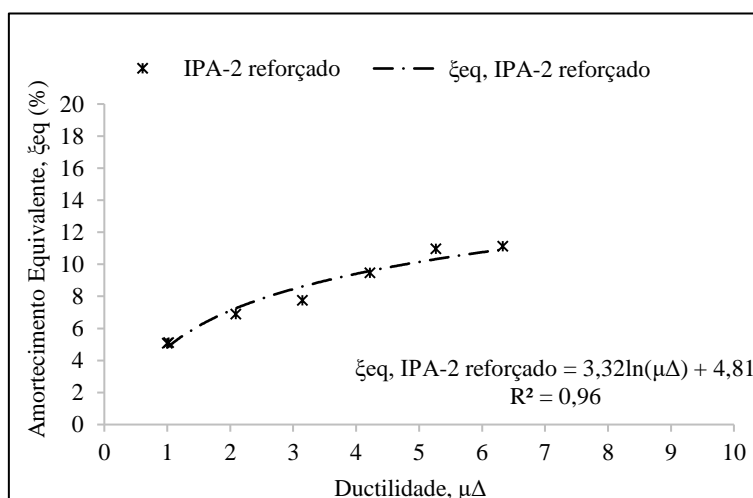


Figura 55 – Amortecimento equivalente do provete IPA-2 reforçado

6.4.2.4 Danos observados

Na Figura 56 está representado o dano no provete após a realização do ensaio experimental. Pela observação da imagem verifica-se que o provete apresenta um elevado dano no interior do nó, nomeadamente no *grout* utilizado na reparação do provete, evidenciando a rotura deste por esmagamento por compressão.

Durante a realização do ensaio verificou-se que as primeiras fissuras surgiram na viga direita, para um nível de carregamento baixo, de aproximadamente 20,0 kN,

correspondente a um nível de *drift* de 0,2%. Na viga da esquerda as fissuras surgem para um nível de *drift* imposto ligeiramente mais elevado, de 0,3 %. Para este nível de *drift* surgiram também as primeiras fissuras no interior do nó, principalmente na zona do *grout*, verificando-se uma evolução constante dessas fissuras até um nível de *drift* de 2,5%, para o qual surge o destacamento do *grout* e do betão.

As fissuras na viga resultantes da força de tração das buchas surgem adjacentes às cantoneiras para um nível de *drift* de 0,5%, verificando-se a rutura do betão nos carregamentos para níveis de *drift* imediatamente seguintes. Esta rutura abrupta do betão na ligação das cantoneiras à viga sugere que a ligação não mobilizou uma força significativa que desse uma resistência adicional à ligação.

No que se refere aos pilares do provete não se verificou qualquer alteração relativamente ao estado inicial.



Figura 56 - Dano no provete IPA-2 reforçado: a) imagem de dano no nó; b) esquema geral de dano

6.4.2.5 Comprimento da rótula plástica

Pela observação da Tabela 11 verifica-se que o comprimento da rótula plástica é de 0,16h em ambas as vigas do provete IPA-2 reforçado.

Em relação aos pilares, estes não apresentam rótula plástica, pois não se observou no provete qualquer tipo de dano.

Tabela 11 – Comprimento das rótulas plásticas nos elementos do provete IPA-2 reforçado

Provete	Viga esquerda		Viga direita	
	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h
IPA-2 reforçado	0,08	0,16	0,08	0,16

6.4.3 Resultados do ensaio ao provete IPB reforçado

Os resultados apresentados a seguir são referentes ao ensaio realizado ao provete IPB reforçado. O reforço deste provete consistiu na mesma solução utilizada no provete IPA-2 reforçado, com a adição de uma chapa metálica em cada face do nó.

6.4.3.1 Relação força-deslocamento

Na Figura 57 apresenta-se a relação força-deslocamento para o carregamento cíclico imposto ao provete IPB reforçado. Pela observação do gráfico dos ciclos histeréticos verifica-se que este apresenta um efeito de “*pinching*”. Este efeito resulta do fenómeno de escorregamento das armaduras, principalmente após a formação da rótula plástica nas vigas.

A força máxima no sentido positivo do deslocamento é de 72,2 kN, e surge para um nível de *drift* de 2,0%. No sentido negativo observa-se que, para um deslocamento $\Delta = 45$ mm (*drift* 1,5%), é registada uma força de 73,1 kN, verificando-se uma ligeira redução da força para os níveis de *drift* seguintes, seguindo-se um aumento até atingir a força máxima de 74,0 kN no nível de *drift* de 4,0%. A força registada para o último nível de deslocamento imposto $\Delta = \pm 180$ mm (*drift* 6,0%), correspondente ao último ciclo definido previamente na lei de deslocamentos, é de 55,8 kN e 64,8 kN. Estas forças equivalem a 77,3% e 87,5% da força máxima verificada, respetivamente para o sentido positivo e negativo do deslocamento.

As primeiras fissuras surgem nas vigas para o ciclo de deslocamento $\Delta = \pm 6$ mm (*drift* 0,2%), para as forças de 22,5 kN e -25,2 kN. Relativamente aos pilares, não se observou existência de fissuras. Devido a tipologia do reforço adotado para o provete em estudo, também não se verificou a existência de fissuras no nó. O destacamento do betão surge nas vigas, para o nível de *drift* de 2,5%, imediatamente a seguir ao reforço do nó com a chapa metálica, zona onde se verifica a formação da rótula plástica.

A força última obtida foi de 57,7 kN, para o deslocamento $\Delta = 149,0$ mm (*drift* 4,7%). No sentido negativo do deslocamento, para níveis de *drift* superiores a 1,5%, verifica-se uma estabilização da força. Da força registada para este nível de *drift*, apenas se verifica um decréscimo de 11,3 % até ao final do ensaio. Assim, para o sentido negativo do deslocamento, não foi possível determinar o deslocamento para o qual ocorreria a força última de 59,2 kN.

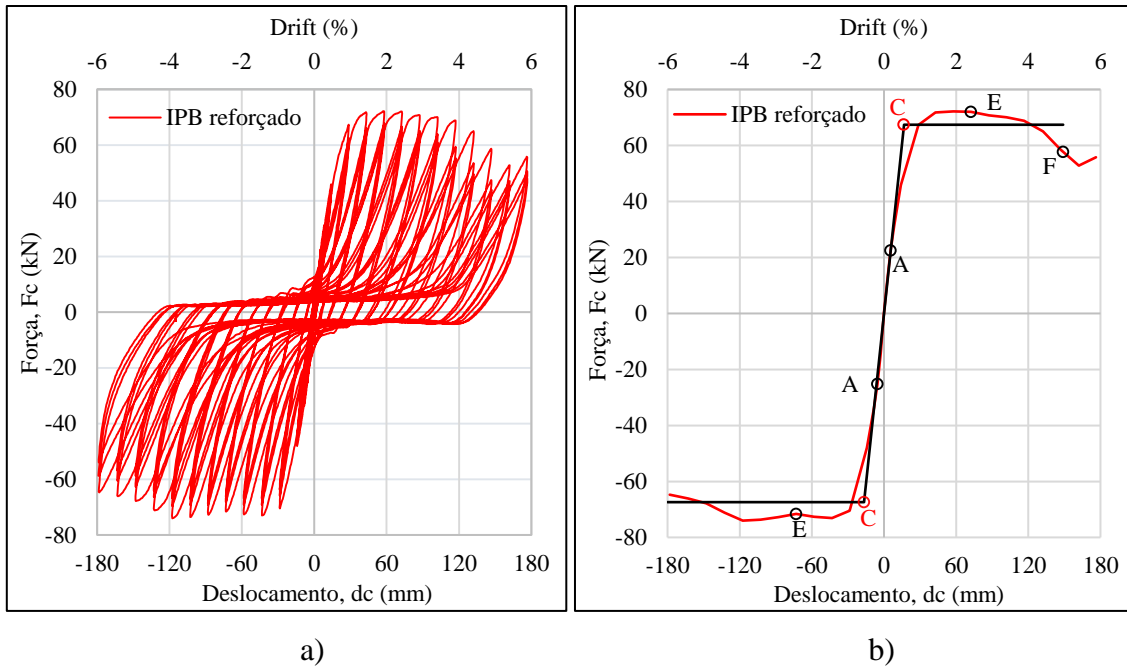


Figura 57 - Relação força-deslocamento (proвете IPB reforçado): a) ciclos histeréticos; b) envolvente força-deslocamento e identificação de danos

A cedência da armadura, para o sentido positivo, ocorre para um deslocamento $\Delta = 16,6$ mm (*drift* 0,55%), registando-se uma força de 67,4 kN. Uma vez que não se atingiu a força última para o sentido negativo do deslocamento, não é assim possível ajustar a curva bi-linear à envolvente força-deslocamento. Desta forma, representou-se a cedência no gráfico da envolvente força-deslocamento assumindo que o provete apresenta um comportamento simétrico para o sentido negativo do deslocamento.

A rigidez inicial é de 4,1 kN/mm e a rigidez pós-pico é de -0,1 kN/mm para o sentido positivo e -0,2 kN/mm para o sentido negativo.

6.4.3.2 Energia dissipada

Da observação do gráfico da energia dissipada, representado na Figura 58, verifica-se um aumento da taxa de energia dissipada com o aumento do nível de *drift* imposto. Para o último ciclo de deslocamento imposto $\Delta = \pm 180$ mm, a energia dissipada é de 96,6 kN.m.

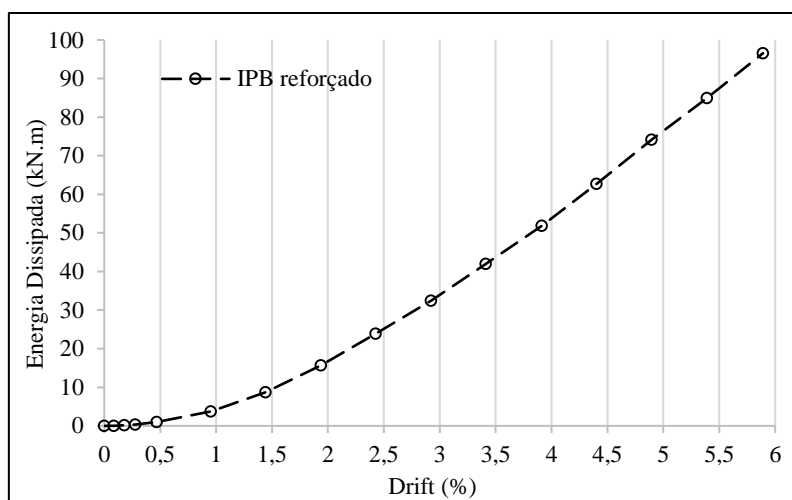


Figura 58 – Energia dissipada do provete IPB reforçado

6.4.3.3 Amortecimento equivalente

Na Figura 59 observa-se a evolução do amortecimento equivalente do provete IPB reforçado. Pela observação do gráfico verifica-se que o amortecimento equivalente se mantém aproximadamente constante, aumentando de 7,0% ($\mu_{\Delta}=1,0$ m/m) até 8,3% ($\mu_{\Delta}=8,9$ m/m).

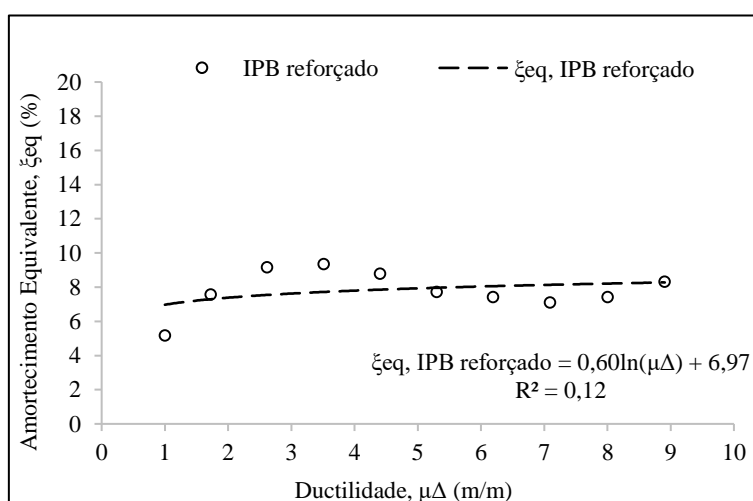


Figura 59 - Amortecimento equivalente do provete IPB reforçado

6.4.3.4 Danos observados

Na Figura 60 apresenta-se o estado final de dano do provete IPB reforçado após a realização do ensaio experimental. Pela observação da figura verifica-se que o provete apresenta um estado de dano padrão constituído apenas por duas fissuras em cada viga. Durante o ensaio experimental verificou-se que as primeiras fissuras surgem nas vigas, uma em cada face, para um nível de *drift* de 0,2%, aproximadamente 35 cm afastadas do

interior do nó. Estas fissuras desenvolvem-se ao longo da secção da viga durante a imposição dos ciclos de deslocamento $\Delta = \pm 9$ mm e $\Delta = \pm 15$ mm (*drift* 0,3% e 0,5%), instantes para os quais começam a surgir as duas fissuras nas vigas adjacentes à chapa de reforço do nó. Nos níveis de *drift* seguintes, as fissuras mais afastadas do nó não apresentaram alterações significativas, ao contrário das fissuras próximas do nó. A formação da rótula plástica nesta zona levou a um aumento significativo da abertura das fissuras, verificando-se o esmagamento do betão na secção comprimida da viga e o respetivo destacamento a partir do nível de *drift* de 2,5%.

Em relação aos pilares apenas se verificou o aparecimento de uma fissura na face do lado direito do pilar inferior para o nível de *drift* de 1,5 %.



Figura 60 - Dano no provete IPB reforçado: a) imagem de dano no nó; b) esquema geral de dano

Pela observação da Figura 61 verifica-se que o interior do nó apenas apresenta pequenas fissuras, já existentes quando aplicado o reforço exterior, derivadas do fenómeno de retração do *grout* utilizado na reparação dos provetes.



Figura 61 - Dano no provete IPB reforçado após a remoção da armadura de reforço: a) vista superior; b) vista inferior

6.4.3.5 Comprimento da rótula plástica

Na Tabela 12 apresenta-se o comprimento da rótula plástica nos elementos do provete IPB reforçado. O dano observado nas vigas do provete situa-se imediatamente a seguir à chapa de reforço do nó, sendo praticamente simétrico em relação ao eixo do pilar. Desta forma, o comprimento da rótula plástica é aproximadamente o mesmo nas duas vigas, verificando-se apenas uma maior abertura na fissura da viga direita. Nos pilares não se observou algum tipo de dano.

Tabela 12 - Comprimento das rótulas plásticas nos elementos do provete IPB reforçado

Provete	Viga esquerda		Viga direita	
	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h
IPB reforçado	0,10	0,20	0,12	0,24

6.4.4 Resultados do ensaio ao provete IPA-1 reforçado

Os resultados apresentados a seguir são referentes ao ensaio realizado ao provete IPA-1 reforçado. Este provete foi reforçado nos pilares, nó e vigas, sendo que para os pilares e nó foi utilizado um reforço igual ao provete IPB reforçado, e para as vigas foi utilizado um reforço com cantoneiras e cintas metálicas, idêntico ao reforço dos pilares.

6.4.4.1 Ocorrência durante o ensaio experimental

No decorrer do ensaio experimental do provete IPA-1 reforçado, para o nível de *drift* 1,0%, surgiram fissuras na base do pilar inferior junto ao encaixe que faz a ligação do pilar à estrutura da plataforma de ensaio. Nos instantes seguintes, após aparecimento das primeiras fissuras e até ao nível de *drif* de 1,5%, verificou-se a rotura total da base do pilar, como se observa na Figura 62. Uma vez que este tipo de rotura na base do pilar não tinha ocorrido nos ensaios experimentais anteriores, procurou-se perceber se este tipo de rotura ocorreria numa situação real, para o tipo de carregamentos que estavam a ser testados, ou por sua vez, seria resultado de eventuais falhas em determinados pormenores técnicos na ligação do pilar à estrutura da plataforma experimental.

A hipótese que a rotura na base do pilar seria resultado do esforço de corte atuante foi refutada, dado que, este é constante ao longo do pilar e, por sua vez, não se verificava a ocorrência de fissuras no pilar superior. Desta forma, concluiu-se que a hipótese mais plausível para a rotura do pilar terá sido devido ao esforço de flexão atuante. No entanto,

prevê-se que este tipo de rotura não aconteceria numa estrutura real, uma vez que, no ensaio experimental, existe uma descontinuidade da armadura longitudinal na zona do encaixe do pilar do provete na estrutura da plataforma, situação que não se verifica numa estrutura real. A concentração de tensões na descontinuidade terá provocado a rotura do pilar nesta zona. Na Figura 62 c) é perceptível como as armaduras existentes no pilar originam uma descontinuidade longitudinal, dando origem a uma secção pouco resistente à flexão.

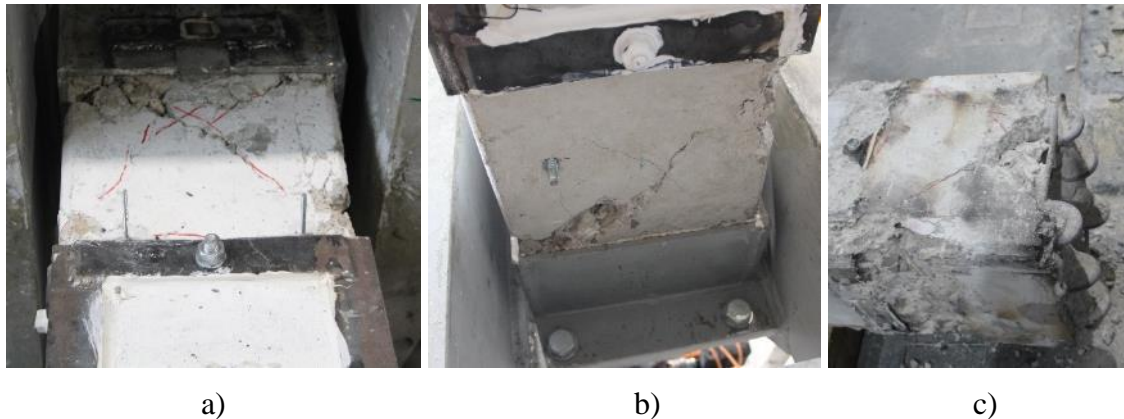


Figura 62 – Rotura na base do pilar inferior: a) vista superior; b) vista superior; c) pilar após retirada da plataforma de ensaio

Uma vez que o ensaio experimental foi interrompido numa fase prematura, e que, a rotura verificada no pilar inferior indicava ser resultado de problemas inerentes à ligação executada no laboratório, optou-se por reforçar a base do pilar e realizar o ensaio experimental novamente. O reforço do pilar consiste na ligação, através de chapas metálicas, do reforço metálico exterior inicialmente colocado no pilar inferior à estrutura metálica da plataforma de ensaio, tal como ilustrado na Figura 63.



Figura 63 –Ligação do pilar inferior à estrutura metálica da plataforma: a) fase superior; b) face lateral

6.4.4.2 Relação força-deslocamento

Na Figura 64 apresenta-se a relação força-deslocamento para o carregamento cíclico, dos dois ensaios realizados ao provete IPA-1 reforçado. Pela observação do gráfico dos ciclos histeréticos verifica-se este apresenta o efeito de “*pinching*”.

A força resistente máxima é aproximadamente 105 kN e 103 kN, respetivamente para o sentido negativo e positivo do deslocamento, e surge para o nível de *drift* de 1,5%. O último ciclo de deslocamento imposto foi $\Delta = \pm 120$ mm (*drift* 4,0%), a força registada é de 62,0 kN, para o sentido positivo, e de 51,4 kN, para o sentido negativo, o que corresponde a uma redução de 40% e 51% relativamente à força máxima atingida no respetivo deslocamento.

As primeiras fissuras surgem nas vigas para um ciclo de deslocamento $\Delta = \pm 9$ mm (*drift* 0,3%), para as forças aplicadas de 23,7 kN e -28,1 kN. No nível de *drift* de 1,5% surgem fissuras no pilar superior, sendo este também o ciclo onde se registam as forças máximas atingidas. O destacamento do betão surge nas vigas para o ciclo de deslocamentos $\Delta = \pm 60$ mm (*drift* 2,0%).

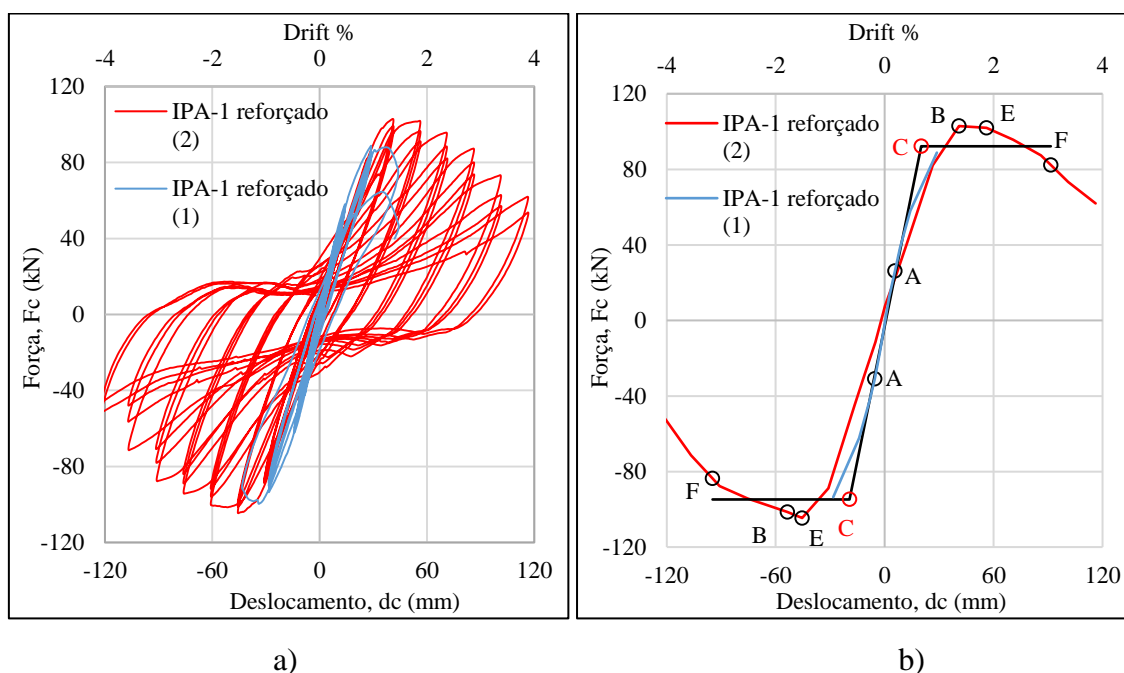


Figura 64 - Relação força-deslocamento (provete IPA-1 reforçado): a) ciclos histeréticos; b) envolvente força-deslocamento e identificação de danos

A força última obtida para o sentido positivo foi de 82,3 kN, ocorrendo para o deslocamento $\Delta = 91,5$ mm (*drift* de 3,0%). No sentido negativo a força última é de 83,7 kN e ocorre para um deslocamento $\Delta = 94,8$ mm (*drift* de 3,2%).

A cedência da armadura, no sentido positivo ocorre para o deslocamento $\Delta = 20,2$ mm (*drift* 0,7%), para o qual se regista uma força de 92,2 kN. No sentido negativo, a cedência ocorre para um deslocamento $\Delta = -19,3$ mm (*drift* 0,6%), para o qual se regista uma força de 94,8 kN.

A rigidez inicial é de 3,0 kN/mm e a rigidez pós-pico é de -0,4 kN/mm para ambos os sentidos.

Ao considerar os resultados do primeiro ensaio realizado, verifica-se que a rigidez inicial é de 4,6 kN/mm. Desta forma, verifica-se que existe uma diminuição da rigidez inicial do primeiro para o segundo ensaio realizado ao provete.

6.4.4.3 Energia dissipada

Pela observação da Figura 65, verifica-se um aumento da taxa de energia dissipada mais substancial a partir do nível de *drift* de 1,0%, atingindo o valor máximo de energia dissipada de 97,0 kN.m, para o ciclo final de deslocamento imposto de $\Delta = \pm 120$ mm (*drift* 4,0%).

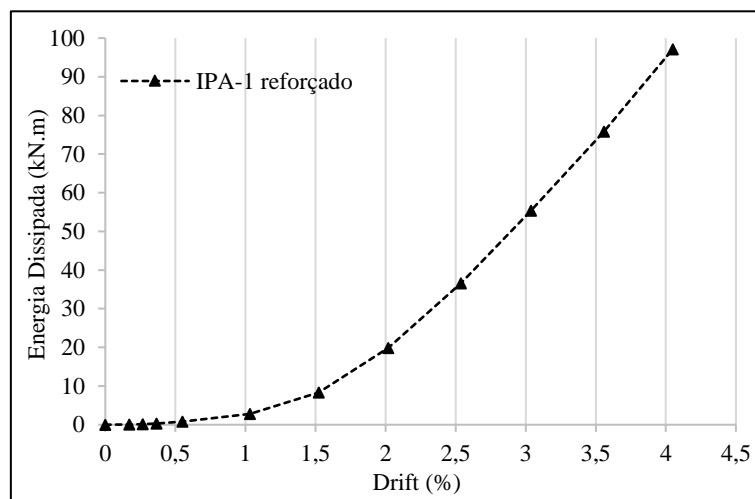


Figura 65 - Energia dissipada do provete IPA-1 reforçado

6.4.4.4 Amortecimento equivalente

Pela observação da Figura 66, verifica-se que o amortecimento equivalente do provete IPA-1 reforçado regista um crescimento de 1,8% ($\mu_{\Delta}=1,0$ m/m) até 17,5% ($\mu_{\Delta}=5,3$ m/m).

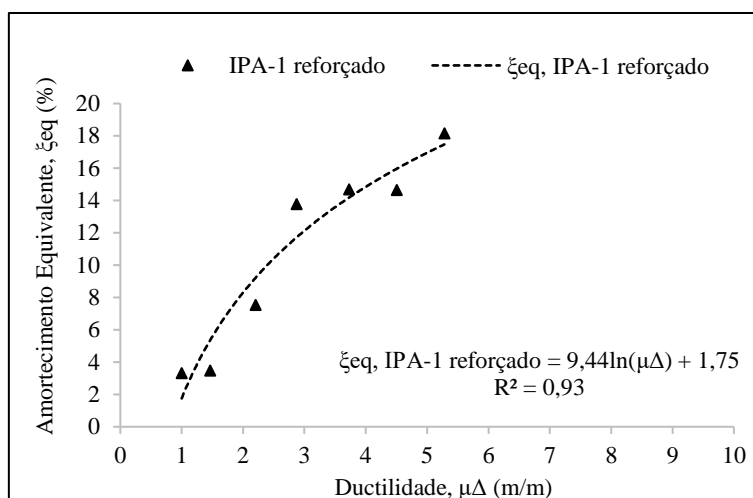
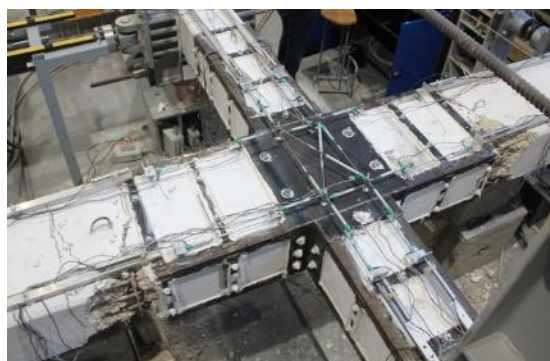


Figura 66 - Amortecimento equivalente do provete IPA-1 reforçado

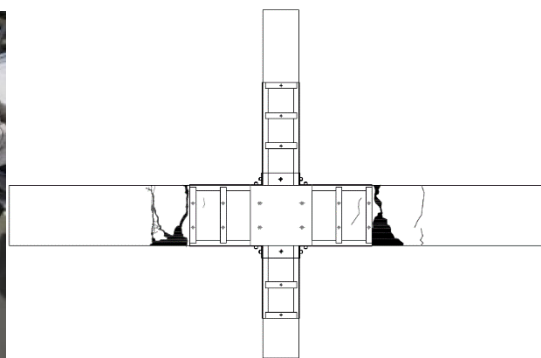
6.4.4.5 Danos observados

Na Figura 67 apresenta-se o estado final de dano do provete IPA-1 reforçado após a realização do ensaio experimental. Da mesma forma que no provete IPB reforçado, grande parte do dano verificado no provete ocorre nas vigas, imediatamente a seguir à secção não reforçada com os elementos metálicos, formando nesta zona a rótula plástica. No decorrer do ensaio, as primeiras fissuras desenvolveram-se precisamente para a zona referida, para um nível de *drift* de 0,3%, aumentando progressivamente a sua amplitude nos níveis de *drift* seguintes, levando ao destacamento do betão no nível de *drift* de 2,0%. O destacamento do betão permite verificar que a rótula plástica formada nesta zona coincide com os estribos existentes. As fissuras que se visualizam nas vigas, entre as duas cintas mais afastadas do nó, surgiram para um nível de *drift* de 0,5%.

Nos pilares, para o nível de *drift* de 1,5%, verificou-se o aparecimento de duas fissuras nas faces laterais do pilar superior, a seguir à secção não reforçada.



a)



b)

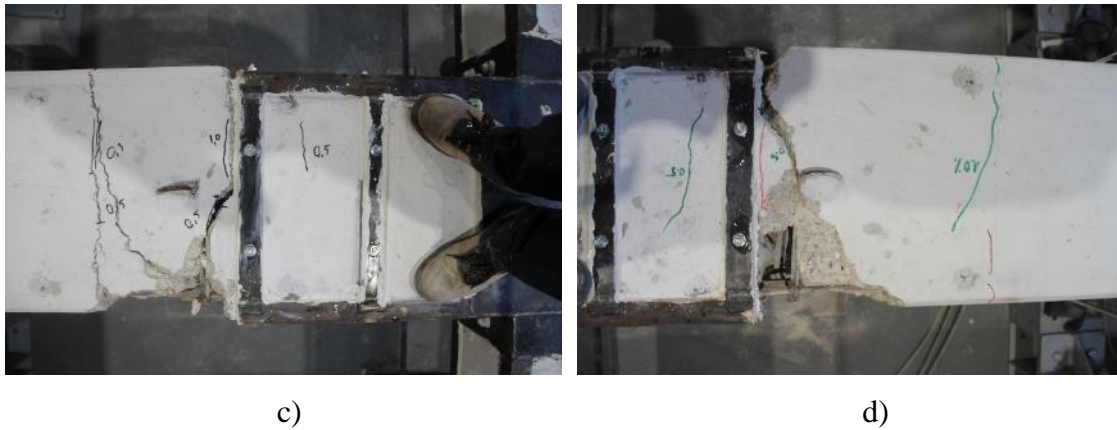


Figura 67 - Dano no provete IPA-1 reforçado: a) imagem geral de dano; b) esquema geral de dano; c) imagem de dano na viga esquerda; d) imagem de dano na viga direita

Na Figura 68 visualiza-se o estado geral do provete após a retirada das armaduras de reforço. Pela observação da figura, verifica-se que, devido aos grandes deslocamentos ocorridos na fissura, os varões longitudinais das vigas sofreram encurvadura, sucedendo-se mesmo a rotura de um destes.



Figura 68 - Dano no provete IPA-1 reforçado após a remoção da armadura de reforço: a) vista superior; b) vista inferior

6.4.4.6 Comprimento da rótula plástica

Na Tabela 13 apresenta-se o comprimento da rótula plástica nos elementos do provete IPA-1 reforçado. Nas vigas observa-se diretamente no provete que a rótula plástica se situa após o final do reforço com armaduras exteriores que foi implementado. O comprimento da rótula plástica obtido foi de $0,58h$ para a viga da esquerda e de $0,54h$ para a viga da direita.

No caso do pilar inferior não é contabilizado o comprimento da rótula plástica. Devido a ocorrências verificadas durante o primeiro ensaio e descritas no ponto 6.4.4.1, não é

possível precisar se em condições normais os esforços atuantes causariam danos neste elemento.

Tabela 13 - Comprimento das rótulas plásticas nos elementos do provete IPA-1 reforçado

Provete	Viga esquerda		Viga direita	
	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h
IPB reforçado	0,29	0,58	0,27	0,54

Capítulo 7

Análise comparativa dos resultados obtidos

Capítulo 7

7 Análise comparativa dos resultados obtidos

7.1 Análise global

- 7.1.1 Envolventes força-deslocamento
- 7.1.2 Energia dissipada
- 7.1.3 Amortecimento equivalente
- 7.1.4 Danos observados
- 7.1.5 Comprimento da rótula plástica
- 7.1.6 Diagramas momento-curvatura

7.2 Análise comparativa entre os provetes originais e os provetes reforçados

7.2.1 IPA-2 versus IPA-2 reforçado

- 7.2.1.1 Relação força-deslocamento
- 7.2.1.2 Energia dissipada
- 7.2.1.3 Amortecimento equivalente
- 7.2.1.4 Danos observados
- 7.2.1.5 Comprimento da rótula plástica
- 7.2.1.6 Diagrama momento-curvatura

7.2.2 IPB versus IPB reforçado

- 7.2.2.1 Relação força-deslocamento
- 7.2.2.2 Energia dissipada
- 7.2.2.3 Amortecimento equivalente
- 7.2.2.4 Danos observados
- 7.2.2.5 Comprimento da rótula plástica
- 7.2.2.6 Diagrama momento-curvatura

7.2.3 IPA-1 versus IPA-1 reforçado

- 7.2.3.1 Relação força-deslocamento
- 7.2.3.2 Energia dissipada
- 7.2.3.3 Amortecimento equivalente
- 7.2.3.4 Danos observados
- 7.2.3.5 Comprimento da rótula plástica
- 7.2.3.6 Diagrama momento-curvatura

7 Análise comparativa dos resultados obtidos

No presente capítulo pretende-se realizar uma análise comparativa e discussão dos resultados experimentais obtidos para os diversos provetes.

Inicialmente será realizada uma análise em simultâneo dos três provetes reforçados, especificando os aspetos mais relevantes dos parâmetros analisados no capítulo anterior. Seguidamente, com o intuito de melhor compreender as soluções de reforço adotadas, efetuar-se-á uma comparação entre os resultados experimentais dos provetes originais, obtidos no estudo realizado por Garcia (2011), e os resultados para os mesmos provetes reforçados com as chapas metálicas.

7.1 Análise global

7.1.1 Envolventes força-deslocamento

Na Figura 69 apresentam-se as relações força-deslocamento e as respetivas envolventes dos ensaios experimentais realizados aos provetes reforçados. Pela observação da figura, verifica-se que o provete IPB reforçado, a partir do nível de *drift* de 1,5%, apresenta um comportamento diferente em relação aos provetes IPA-2 e IPA-1 reforçados. Estes últimos, apresentam a mesma tendência de comportamento à medida que aumenta o deslocamento imposto, apesar da diferença relativamente à força máxima atingida.

A força resistente máxima alcançada para os vários provetes varia entre os 58,3 kN e os 104,8 kN. Nos provetes IPA-1 e IPA-2 reforçados, após se registar a respetiva força resistente máxima, verifica-se uma redução da envolvente da força para níveis de deslocamento seguintes. No provete IPB reforçado observa-se que, após se registar um crescimento linear da força-deslocamento até ao nível de *drift* de 1,0%, a força máxima aplicada a partir deste nível de *drift* sofre poucas variações até ao final do ensaio.

No último ciclo de deslocamentos imposto em cada provete, a força máxima registada varia entre os 29,4 kN e os 62,0 kN, para o sentido positivo do deslocamento. O nível de *drift* final para os ensaios realizados difere em cada provete devido ao facto de se terminar o ensaio no ciclo de deslocamento seguinte ao ciclo para o qual se regista a força última em cada provete. O provete IPB atinge o último ciclo de deslocamento previsto na lei de deslocamentos adotada para o ensaio, pois não se verificou durante o ensaio experimental uma diminuição de pelo menos 20% da força máxima registada para o sentido negativo do deslocamento.

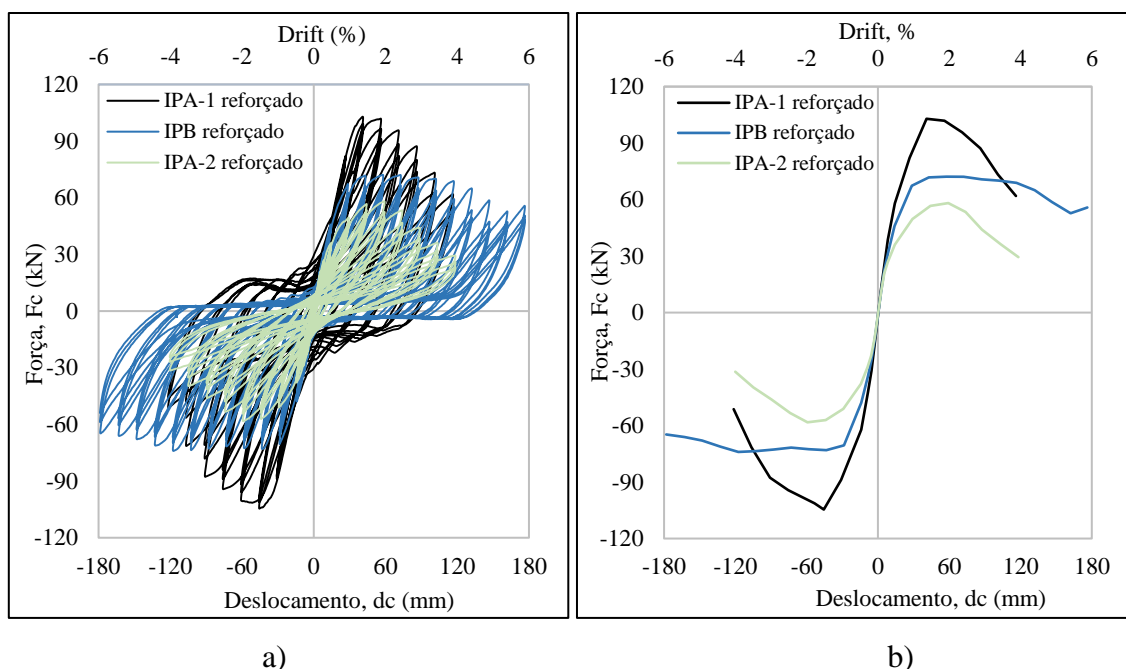


Figura 69 – Relação força-deslocamento dos provetes reforçados: a) ciclos histeréticos; b) envolvente força-deslocamento

Pela visualização da Figura 69 a), verifica-se que o provete IPA-1 reforçado é o que apresenta melhor comportamento na fase de carregamento/descarregamento. No provete IPB reforçado observa-se um efeito “*pinching*”. Para primeiros os níveis de deslocamento impostos, a força apresenta um comportamento linear crescente. Nos ciclos de deslocamentos seguintes, desenvolve-se um patamar na fase inicial do carregamento em que a força registada para mobilizar os deslocamentos impostos é reduzida. Na fase final de cada deslocamento imposto, existe um crescimento linear da força, até ao deslocamento máximo imposto. Na fase do descarregamento verifica-se um decréscimo linear da força-deslocamento até ao patamar formado na fase inicial do carregamento para o sentido negativo. O processo repete-se nos níveis de deslocamentos seguintes impostos. O patamar força-deslocamento desenvolvido na fase inicial do carregamento deve-se ao escorregamento das armaduras verificado, principalmente após a formação da rótula plástica nas vigas. O escorregamento é agravado neste tipo de estruturas antigas devido à armadura lisa utilizada na época. No provete IPA-1 reforçado também se observa o efeito “*pinching*”, no entanto verifica-se um maior alargamento dos ciclos de histerese relativamente ao provete IPB reforçado. Este alargamento traduz-se num melhor comportamento do provete IPA-1 reforçado na fase do carregamento/descarregamento pois o escorregamento das armaduras não é tão acentuado como no provete IPB reforçado. Em relação ao provete IPA-2 reforçado verifica-se um efeito “borboleta”. Em

todos os ciclos de deslocamento verifica-se um crescimento da força-deslocamento na fase de carregamento, regressando aproximadamente ao mesmo ponto inicial na fase do descarregamento. Este tipo de carregamento/descarregamento verifica-se para provetes em que a rotura ocorre na zona do nó.

Na Tabela 14 apresenta-se um resumo de alguns parâmetros dos provetes reforçados, obtidos para o sentido positivo do deslocamento.

O provete IPA-2 reforçado apresenta uma menor rigidez inicial, 3,7 kN/mm, em comparação com os restantes provetes. O provete IPA-1 reforçado é o que apresenta maior rigidez inicial, considerando o primeiro ensaio realizado a este provete. A rigidez pós-pico é aproximadamente igual nos provetes IPA-1 e IPA-2 reforçados, sendo respetivamente - 0,4 kN/mm e - 0,5 kN/mm. O provete IPB reforçado apresenta uma rigidez pós-pico no valor de - 0,1 kN/mm.

A força máxima nos provetes IPA-2 e IPA-1 reforçado é registada para os níveis de *drift* de 2,0% e 1,5%. No provete IPB reforçado, apesar de se ter verificado a força máxima para o *drift* de 4,0%, a envolvente força-deslocamento apresenta um crescimento linear até ao *drift* de 1,5%.

Tabela 14 – Força máxima, *drift*, deslocamento de cedência, e rigidez dos provetes ensaiados

Proвете	Força máxima $F_{0,max}(kN)$	<i>Drift</i> (%)	Δ_y (mm)	Rigidez inicial (kN/mm)	Rigidez pós-pico (kN/mm)
IPA-2 reforçado	58,3	2,0	13,9	3,7	-0,5
IPB reforçado	74,0	4,0	16,6	4,1	-0,1
IPA-1 reforçado	104,6	1,5	20,2	4,6	-0,4

Na Tabela 15 apresentam-se as várias etapas de evolução de dano nos provetes, de acordo com a numeração definida no ponto 6.4.1.1. A evolução do dano está representada nos gráficos da envolvente força-deslocamento dos respetivos provetes. Os deslocamentos apresentados na tabela, referentes aos danos observados, correspondem ao deslocamento máximo para o ciclo em causa, medido pelo sensor instalado no topo do pilar.

Tabela 15 – Etapas da evolução de dano nos provetes reforçados

	IPA-2 reforçado		IPB reforçado		IPA-1 reforçado	
	F_c (kN)	d_c (mm)	F_c (kN)	d_c (mm)	F_c (kN)	d_c (mm)
A (+)	20,9	5,5	22,5	5,4	23,7	6,2
A (-)	-22,9	-5,7	-25,2	-10,0	-28,1	-11,0
B (+)	-	-	-	-	102,9	41,0
B (-)	-	-	-	-	-104,6	-45,4
C (+)	51,1	13,9	67,4	16,6	92,2	20,2
C (-)	-52,2	-14,2	-67,4	-16,6	-94,8	-19,3
D (+)	26,9	8,4	-	-	-	-
D (-)	-28,9	-8,6	-	-	-	-
E (+)	58,2	59,2	72,1	72,2	101,9	56,1
E (-)	-58,3	-59,0	-71,6	-73,0	-101,4	-53,5
F (+)	46,5	83,9	57,7	149,0	82,3	91,5
F (-)	-46,7	-88,4	-	-	-83,7	-94,8

Na Figura 70 está representada a evolução da rigidez secante, k_{sec} , em cada provete ensaiado. A rigidez secante é obtida através da relação entre a força horizontal atuante no topo do pilar e o deslocamento lateral imposto. Este parâmetro é determinado para o primeiro ciclo de cada nível de *drift* imposto, no sentido positivo do deslocamento.

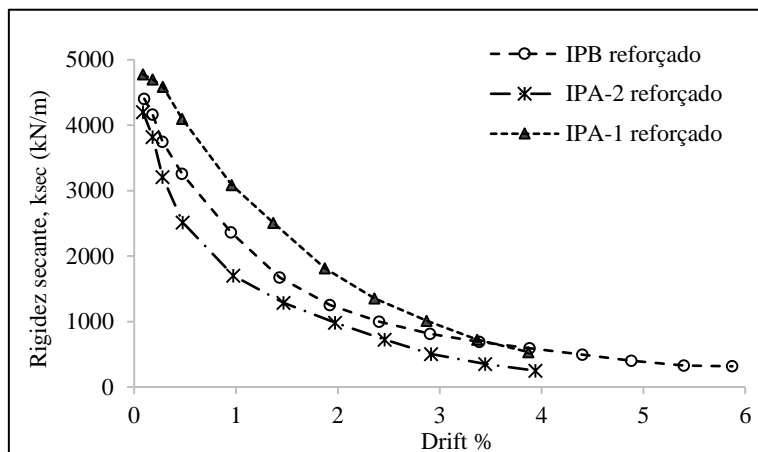


Figura 70 – Degradação da rigidez secante, k_{sec}

Como se pode verificar pela Figura 70, existe uma degradação da rigidez secante de ciclo para ciclo semelhante em todos os provetes. Inicialmente, no nível de *drift* de 0,1%, o provete que apresenta uma maior rigidez secante é o IPA-1 reforçado. O provete IPA-2 reforçado é o que apresenta uma menor rigidez secante para o mesmo nível de *drift*. Nos níveis de *drift* seguintes a tendência mantém-se, verificando-se que para cada nível de

drift, o provete com mais rigidez secante é o que apresenta reforço nos pilares, nó e vigas (IPA-1 reforçado), seguidamente o provete que apenas tem reforço nos pilares e nó (IPB reforçado), e por fim, o provete apenas reforçado nos pilares (IPA-2 reforçado).

Por fim, importa referir que a rigidez secante para o provete IPA-1 reforçado, até ao nível de *drift* de 1,0%, foi determinada com os valores obtidos no primeiro ensaio realizado ao provete.

7.1.2 Energia dissipada

Na Figura 71 apresenta-se a evolução da energia dissipada em função do nível de *drift* imposto para os três provetes ensaiados. Pela análise da figura verifica-se que até ao nível de *drift* de 1,5%, a energia dissipada é aproximadamente semelhante para os três provetes ensaiados. A partir deste nível de *drift* imposto, observa-se um crescimento mais acentuado por parte do provete IPA-1, registando 97,0 kN.m de energia dissipada no último ciclo de deslocamento imposto, *drift* 4,0%. Em relação ao provete IPB reforçado, verifica-se que no último ciclo de deslocamento imposto, *drift* de 6,0%, o valor de energia dissipada é de 96,6 kN.m. No entanto, tendo em consideração o nível de *drift* de 4,0%, a energia dissipada do provete IPB reforçado é 46% inferior comparativamente à energia dissipada do provete IPA-1 no mesmo nível de *drift*. O provete IPA-2 é o que dissipa menos energia, cerca de 37,3 kN.m, no último ciclo de deslocamento imposto, *drift* de 4,0%. Comparando a energia dissipada final, verifica-se que o provete IPA-1 reforçado apresenta-se como melhor solução a este nível, uma vez que dissipa aproximadamente a mesma energia que o provete IPB reforçado, para um nível de *drift* inferior.

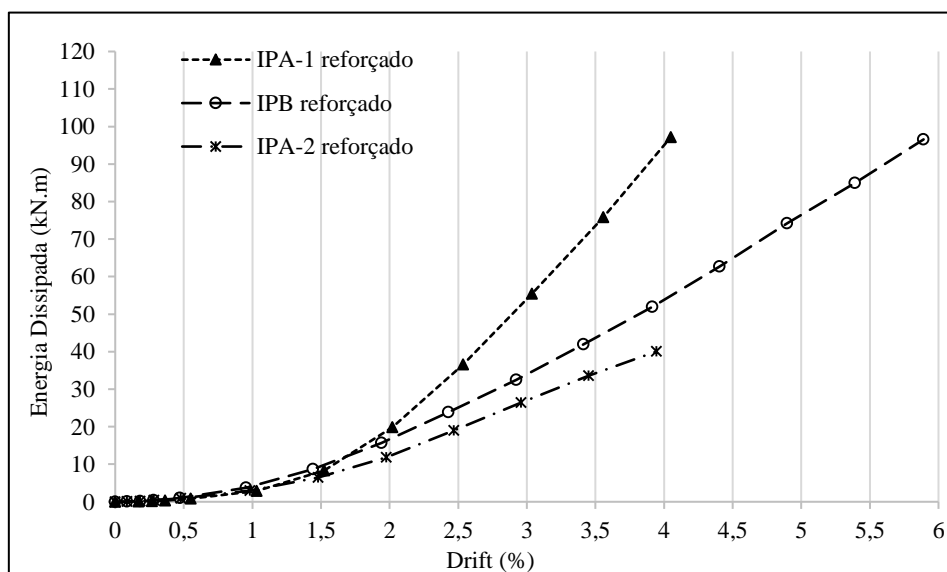


Figura 71 – Energia dissipada dos provetes ensaiados

7.1.3 Amortecimento equivalente

Pela observação da relação amortecimento equivalente/ductilidade dos provetes ensaiados, representada na Figura 72, constata-se que o provete IPA-1 apresenta uma maior tendência de crescimento do amortecimento equivalente comparativamente aos provetes IPA-2 e IPB reforçados. Desta forma, o provete IPA-1 reforçado é o que apresenta a maior variação de amortecimento equivalente com o aumento da ductilidade, variando apenas entre os 1,8%, ($\mu_\Delta=1,0$ m/m) e os 17,5%, ($\mu_\Delta=5,3$ m/m). Ao contrário deste, o provete IPB reforçado tem a menor tendência de crescimento, variando entre os 7,0%, ($\mu_\Delta=1,0$ m/m), e os 8,3%, ($\mu_\Delta=8,9$ m/m). O provete IPA-2 reforçado apresenta inicialmente o amortecimento equivalente de 4,8%, ($\mu_\Delta=1,0$ m/m), aumentando de forma gradual até aos 10,9%, ($\mu_\Delta=6,3$ m/m). Por fim, importa salientar que os provetes apresentam uma variação da ductilidade final em deslocamento entre os 5,3 m/m e os 8,9 m/m. O provete que apresenta uma menor ductilidade até à força última é o provete IPA-1 reforçado, sendo o provete IPB reforçado o que apresenta uma maior ductilidade.

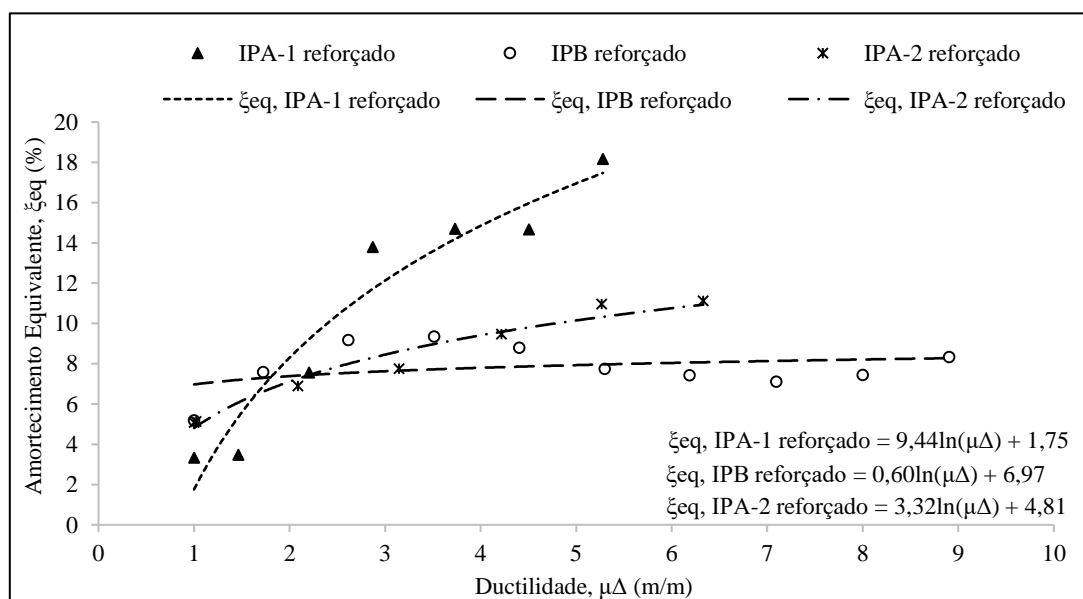


Figura 72 – Amortecimento equivalente dos provetes ensaiados

Após a análise da Figura 72 verifica-se que o provete IPA-1 reforçado é o que apresenta a menor ductilidade até à força última. No entanto, pela análise dos gráficos da energia dissipada e força-deslocamento, poderá considerar-se que o grau de deformação suportado pelos provetes até à rotura não é menor no provete IPA-1 reforçado. Assim, optou-se por realizar uma outra análise, que considera o amortecimento equivalente em função da energia dissipada, também considerada uma medida de ductilidade. Nesta análise, é considerada uma energia dissipada final num ponto comum para os três

provetes, 4,0% de *drift*, em vez da força última do respetivo provete. O gráfico resultante da relação referida apresenta-se na Figura 73.

Uma análise dos dois gráficos, permite verificar que o amortecimento equivalente tende a estabilizar com o aumento da ductilidade, não se registando diferenças significativas entre o amortecimento equivalente determinado para a força última e para o *drift* de 4,0%. Esta segunda análise comprova os resultados obtidos anteriormente para a ductilidade dos provetes IPA-2 reforçado e IPB reforçado, sendo maior neste último. No entanto, para este caso, verifica-se uma maior ductilidade no nível de *drift* de 4,0% para o provete IPA-1 reforçado em comparação com os outros provetes reforçados.

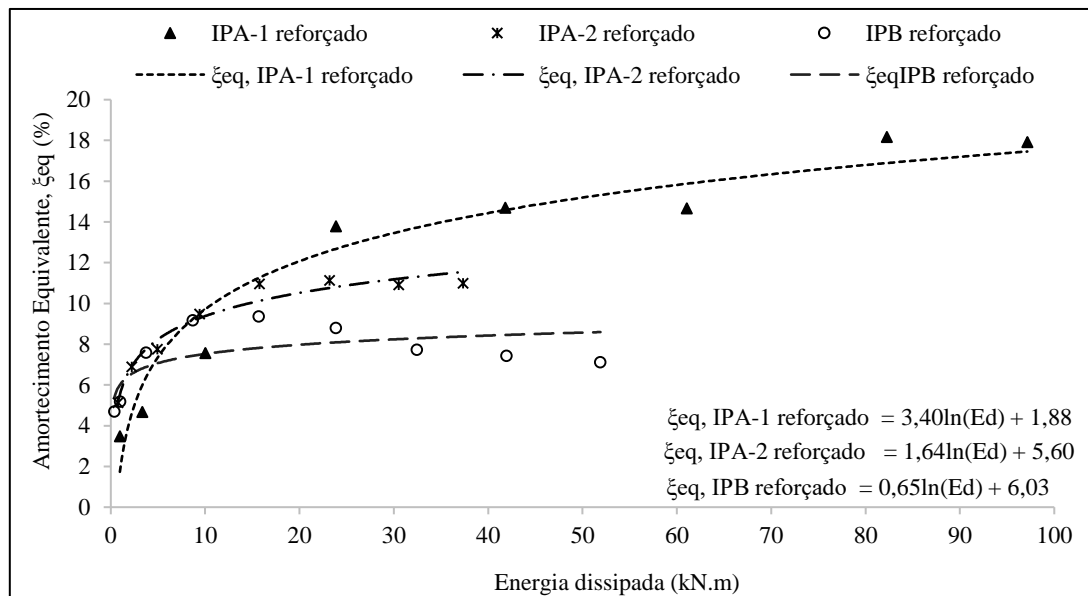


Figura 73 – Relação amortecimento equivalente/ductilidade (Energia dissipada)

7.1.4 Danos observados

Na Figura 74 apresenta-se o estado final de dano nos provetes reforçados após a realização dos ensaios experimentais. Pela observação da figura, verifica-se que de uma forma global o reforço com as armaduras exteriores foi eficaz relativamente à proteção da parte dos elementos em que foi implementado, transferindo o dano para a parte não reforçada dos provetes. Desta forma, verifica-se que o dano nos provetes se concentra em determinadas zonas específicas, formando inicialmente nestas zonas fissuras que, com o decorrer do ensaio, aumentam gradualmente a sua abertura até níveis consideráveis.

Em relação à zona de concentração de dano verifica-se que no provete IPA-2 este se situa no nó, sendo este o único provete sem reforço nesta zona. Nos provetes IPB reforçado e IPA-2 reforçado o dano existente situa-se nas zonas das vigas, a seguir à parte do elemento reforçado.

Inicialmente, as fissuras surgem em todos os provetes na zona das vigas para os níveis de *drift* de 0,2% e 0,3%. Nesta fase surgem também fissuras diagonais no nó do provete IPA-2, efeito do esforço de corte originado pela força imposta no topo do pilar. Relativamente ao destacamento do betão verifica-se que este surge nos provetes para os níveis de *drift* de 2,0% e 2,5%, devido ao esmagamento do betão provocado pelos esforços de flexão.

No que se refere aos pilares, nos provetes IPA-2 e IPB reforçados, não se verificaram alterações significativas em relação ao seu estado inicial. No provete IPA-1 reforçado desenvolveram-se fissuras nas faces laterais do pilar superior, na parte não reforçada, devido ao esforço de flexão.

O reforço implementado gradualmente nos provetes, pela observação dos danos existentes, verifica-se que é eficaz no afastamento do dano do nó. A adição dos elementos metálicos na viga, aumenta também a resistência do elemento e da ligação, como comprovam os dados observados nos gráficos força-deslocamento.

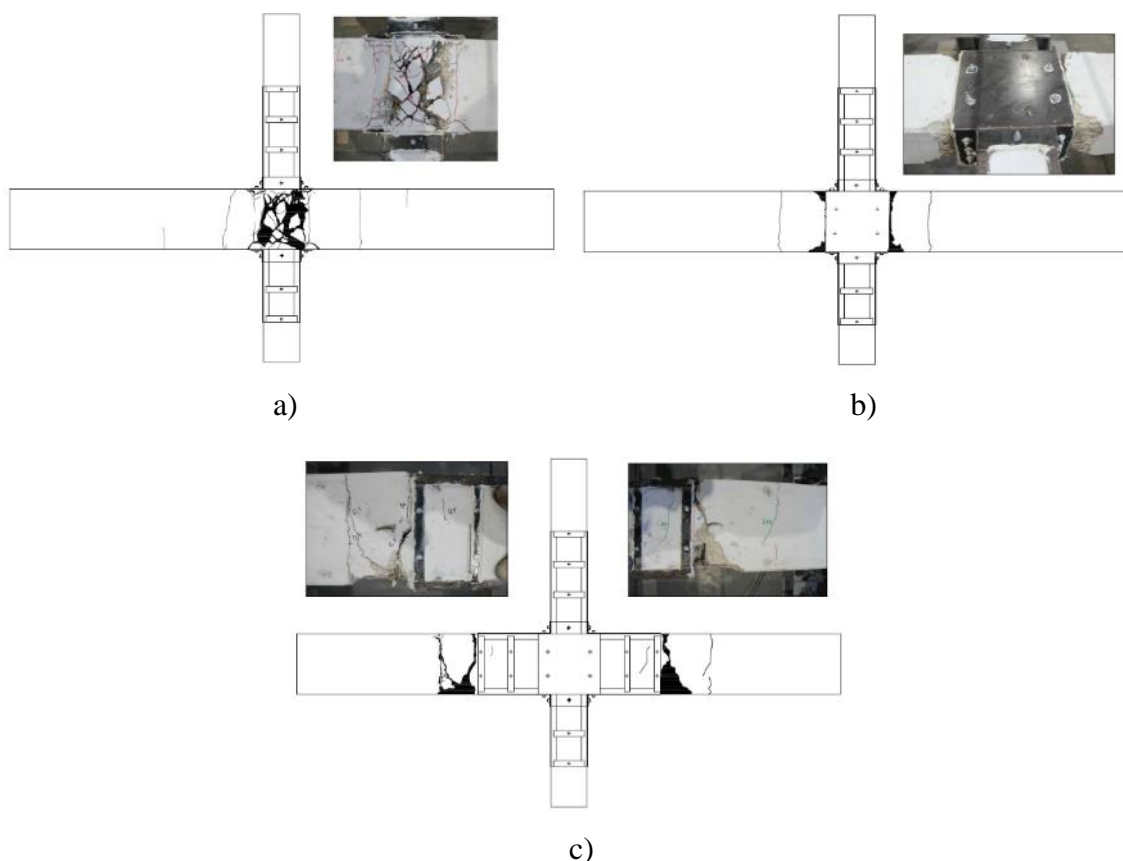


Figura 74 – Estado final de danos nos provetes: a) IPA-2 reforçado; b) IPB reforçado; c) IPA-1 reforçado

7.1.5 Comprimento da rótula plástica

Pela Tabela 16 é possível verificar que o comprimento da rótula plástica nas vigas dos provetes reforçados aumenta à medida que o dano nos provetes se situa mais afastado do nó. O provete IPA-1 é o que apresenta maior comprimento da rótula plástica nas vigas, observando-se que o estado de dano nestes elementos ocorre entre o final da armadura de reforço até ao segundo estribo da viga a partir do final do reforço metálico. Em relação ao comprimento da rótula plástica comparando as vigas dos mesmos provetes, verifica-se que apresentam valores relativamente próximos.

Nos pilares dos provetes reforçados não se observou visualmente danos relevantes para se considerar a formação da rótula plástica.

Tabela 16 - Comprimento das rótulas plásticas nos elementos dos provetes reforçados

Provete	Viga esquerda		Viga direita	
	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h
IPA-2 reforçado	0,08	0,16	0,08	0,16
IPB reforçado	0,10	0,20	0,12	0,24
IPA-1 reforçado	0,29	0,58	0,27	0,54

7.1.6 Diagramas momento-curvatura

Nas figuras seguintes são apresentados os diagramas momento-curvatura para algumas secções dos elementos dos provetes reforçados. A extensão para a determinação da curvatura é obtida através da relação do deslocamento relativo medido pelos sensores entre duas secções e a distância entre as respetivas secções. A distância entre secções é definida pelo comprimento de atuação de cada sensor, sendo que existem tramos com diferentes comprimentos e dependendo da tipologia do sensor, como ilustrado na Figura 49.

A relação momento-curvatura foi representada na interface pilar/nó e viga/nó, nos provetes IPA-2 reforçado e IPB reforçado. Para estes casos, os momentos foram determinados para a base do pilar e base da viga, considerando uma distribuição linear ao longo do comprimento destes elementos. No provete IPA-1 reforçado apresenta-se a relação momento-curvatura para a viga a meio vão, zona onde se verifica o dano neste elemento e consequentemente a maior variação da curvatura. O momento foi determinado para a secção a seguir ao reforço metálico da viga.

Na Figura 75 apresenta-se a relação momento-curvatura na base do pilar e na base da viga esquerda do provete IPA-2 reforçado. Na base do pilar, para o sentido positivo do deslocamento lateral imposto, o provete apresenta um momento resistente máximo de 72,2 kN.m e uma curvatura de $0,03 \text{ m}^{-1}$. Na viga, o momento resistente máximo é de 80,7 kN.m, correspondendo a uma curvatura de $0,015 \text{ m}^{-1}$.

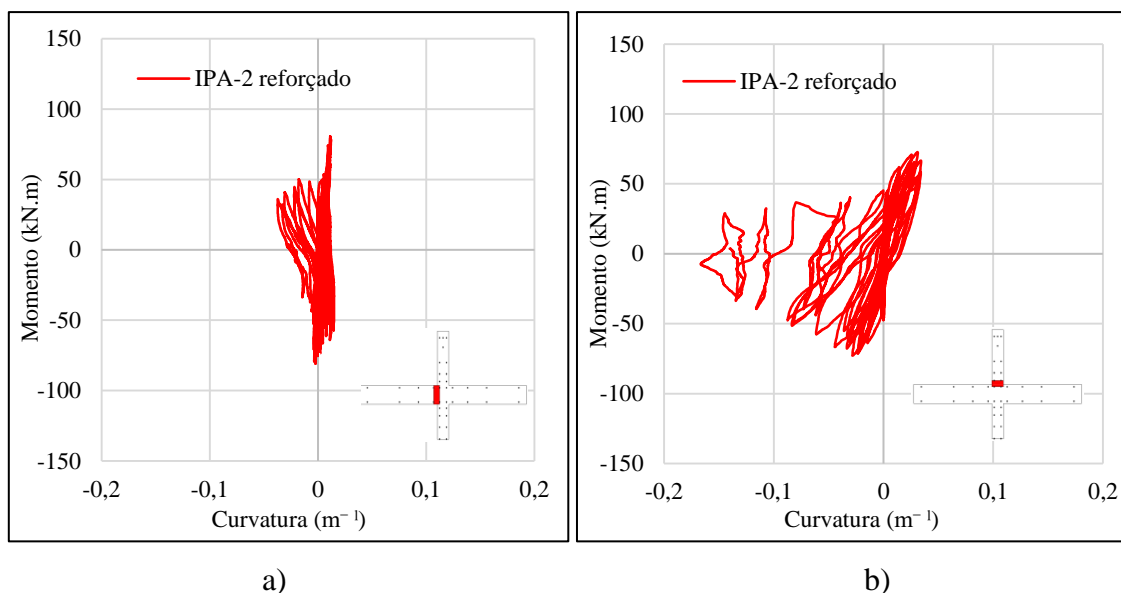


Figura 75 – Relação momento-curvatura do provete IPA-2 reforçado; a) secção da viga à esquerda do nó; b) base do pilar superior

Na Figura 76 apresenta-se a relação momento-curvatura na base do pilar e base da viga esquerda do provete IPA-2 reforçado. O momento máximo obtido na base do pilar foi de 90,2 kN.m, para uma curvatura próxima de zero. Na viga, obteve-se um momento de 100,1 kN.m, verificando-se que este se mantém relativamente constante entre a curvatura $0,02 \text{ m}^{-1}$ e $0,17 \text{ m}^{-1}$.

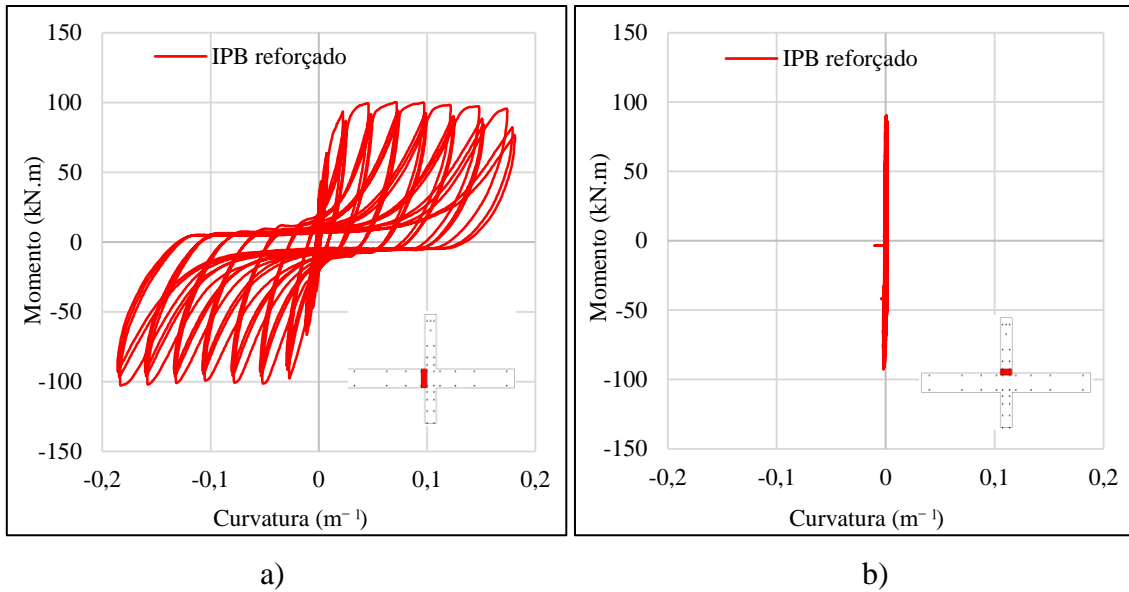


Figura 76 – Relação momento-curvatura do provete IPB reforçado; a) secção da viga à esquerda do nó; b) base do pilar superior

Na Figura 76 apresenta-se a relação momento-curvatura na base do pilar e na zona da formação da rótula plástica da viga esquerda do provete IPA-2 reforçado. O momento máximo obtido na base do pilar foi de 128,6 kN.m, para uma curvatura na ordem das milésimas, semelhante ao provete IPB reforçado. Na viga, imediatamente a seguir ao reforço metálico, obteve-se um momento de 96,5 kN.m, para uma curvatura de 0,03 m^{-1} .

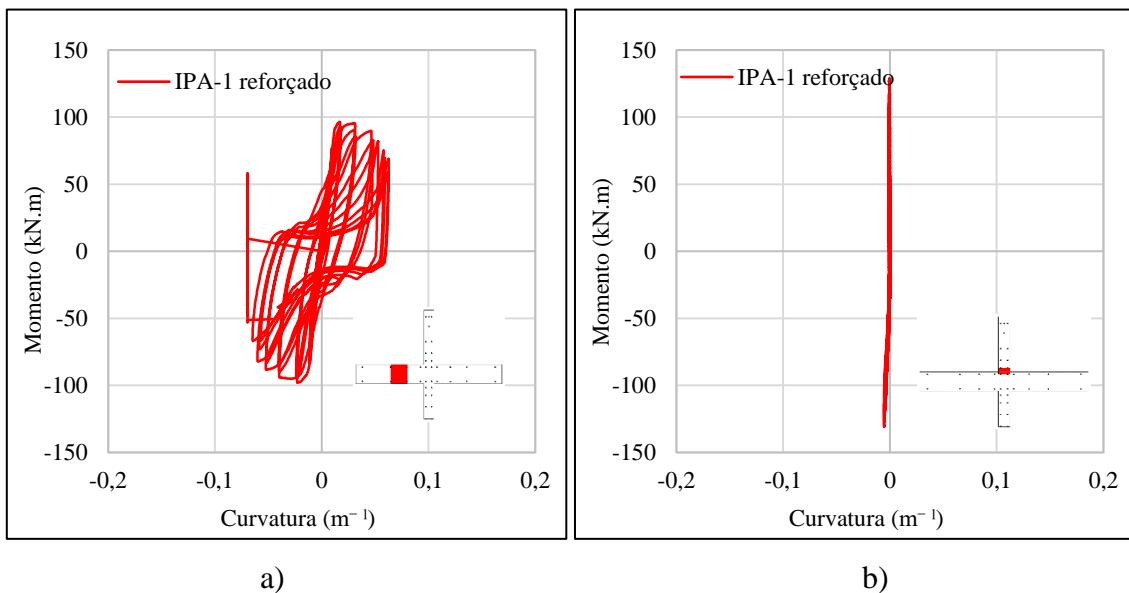


Figura 77 - Relação momento-curvatura provete IPA-1 reforçado; a) secção intermédia da viga esquerda; b) base do pilar superior

Uma análise comparativa às relações momento-curvatura na base do pilar superior permite verificar que os provetes IPB reforçado e IPA-1 reforçado apresentam uma curvatura significativamente inferior em relação ao provete IPA-2 reforçado. A maior

curvatura na base do pilar deste provete deve-se ao dano na zona do nó e na interface com o pilar. Nos outros dois provetes não se verifica o mesmo devido ao reforço contínuo do pilar.

Em relação aos momentos máximos na base do pilar, estes são diretamente proporcionais às forças máximas horizontais registadas no topo do pilar de cada provete. Desta forma, o provete IPA-1 reforçado nos pilares, nó e vigas é o que apresenta o maior momento na base do pilar, seguido do provete IPB reforçado nos pilares e nó e por último, o provete IPA-2 reforçado apenas nos pilares.

Analisando os momento-curvatura nas vigas, verifica-se que os gráficos dos provetes IPB reforçado e IPA-1 reforçado se assemelham aos respetivos gráficos força-deslocamento. Esta semelhança deve-se à concentração do dano numa determinada secção do elemento, verificando-se um deslocamento elevado na fissura que se desenvolve nessa zona (rótula plástica). O provete IPB reforçado é o que apresenta maior curvatura final na zona da viga, $0,46 \text{ m}^{-1}$, sendo que este foi o provete com o maior deslocamento lateral imposto no topo do pilar, $\Delta = \pm 180 \text{ mm}$ (*drift* 6,0%). O deslocamento máximo imposto no topo do pilar IPA-2 reforçado e IPA-1 reforçado foi $\Delta = \pm 120 \text{ mm}$ (*drift* 4,0%), registando-se respetivamente uma curvatura máxima nas vigas de $0,06 \text{ m}^{-1}$ e $-0,04 \text{ m}^{-1}$.

7.2 Análise comparativa entre os provetes originais e os provetes reforçados

7.2.1 IPA-2 versus IPA-2 reforçado

7.2.1.1 Relação força-deslocamento

Na Figura 78 visualiza-se a relação força-deslocamento para os provetes IPA-2, original e reforçado. A análise dos gráficos permite constatar que os resultados obtidos para ambos os ensaios se assemelham. No que se refere ao provete original, verifica-se que a força máxima atingida é de aproximadamente 60 kN, registada para um nível de *drift* de 2,0%, enquanto que para o provete reforçado regista-se uma força máxima de aproximadamente 58 kN, ocorrendo para o mesmo *drift* que o provete original. Para o último ciclo de deslocamento imposto, *drift* de 4,0% em ambos os provetes, verifica-se uma maior diferença da força obtida, registando-se aproximadamente 36 kN para o provete original e 29,4 kN e 31,5 kN para o provete reforçado, respetivamente para o sentido positivo e negativo do deslocamento.

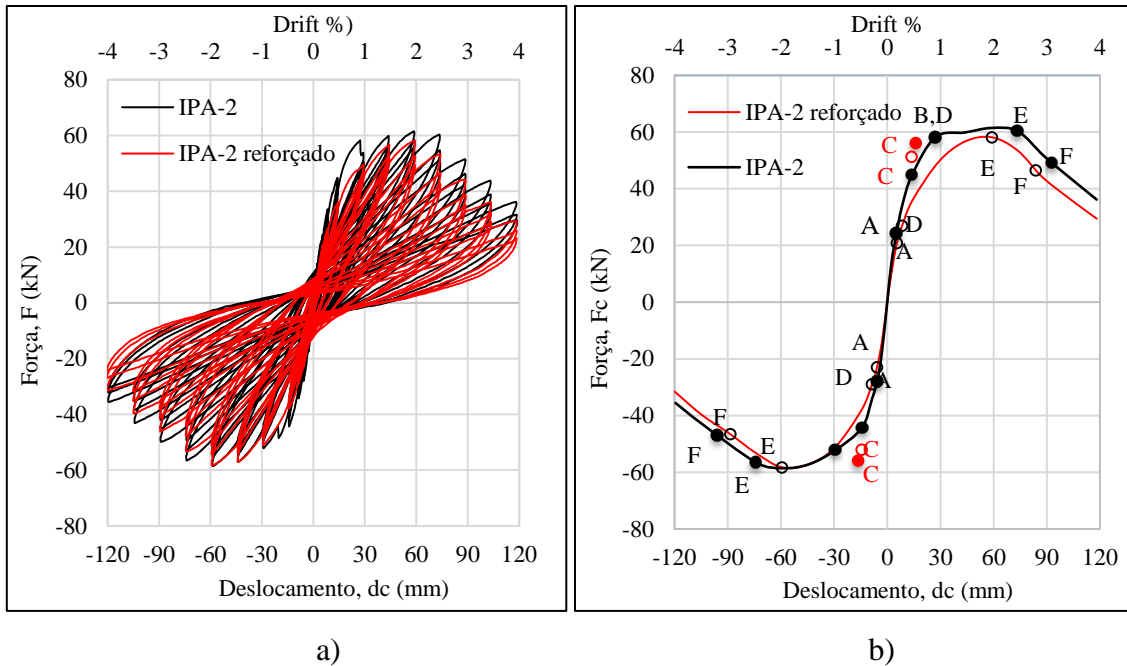


Figura 78 – Relação força-deslocamento dos provetes IPA-2 e IPA-2 reforçado: a) ciclos histeréticos; b) envoltentes força-deslocamento e identificação de danos

O início de fissuração nas vigas ocorre para o nível de *drift* de 0,2% em ambos os provetes, correspondente a uma força aplicada de 26,0 kN para o provete original e de 20,9 kN para a viga esquerda e 22,9 kN para a viga direita, do provete reforçado. Relativamente às fissuras no pilar, enquanto que no provete reforçado não se verifica a ocorrência destas, no provete original as primeiras fissuras registam-se para um nível de *drift* de 0,5%. No caso das fissuras no nó, as primeiras fissuras diagonais no provete original surgem para o *drift* de 1,0%, enquanto que no provete reforçado surgem numa fase mais prematura do ensaio, correspondente a um *drift* de 0,3%. O destacamento do betão e *grout* nos nós ocorre para níveis de *drift* de 2,0% e 2,5%, respetivamente para os provetes reforçado e original, após se atingir a força resistente máxima em ambos os provetes.

A força última verificada em ambos os provetes é relativamente semelhante, verificando-se uma força de 48,0 kN, para o provete original, *drift* de 3,2 %, e de 46,6 kN para o provete reforçado, *drif* de 2,8%.

O deslocamento de cedência no provete reforçado surge para um nível de *drif* de 0,46%, inferior ao do provete original, para o qual o deslocamento de cedência ocorre para um nível de *drift* de 0,54%, correspondente a uma força de cedência de 56,0 kN.

A rigidez inicial para o provete original é de 3,4 kN/mm enquanto que para o provete reforçado é de 3,7 kN/mm. A rigidez pós-pico é de -0,6 kN/mm para o provete original e

de -0,5 kN/mm para o sentido positivo e -0,4 kN/mm para o sentido negativo do provete reforçado.

7.2.1.2 Energia dissipada

A Figura 79 representa a evolução da energia dissipada dos provetes IPA-2 original e IPA-2 reforçado em relação ao nível de *drift*. O último nível de *drift* imposto em ambos os provetes foi de 4,0%, verificando-se que para este nível de *drift* a energia dissipada do provete original é 13,1% superior relativamente ao provete reforçado, obtendo-se valores de energia dissipada respetivamente de 42,2 kN.m e 37,3 kN.m. Em relação à evolução da energia dissipada ao longo do ensaio verifica-se que, em ambos os provetes, começa a intensificar o seu ganho a partir do nível de *drift* de 0,5% e a partir do *drift* 2,0% aumenta linearmente. Apesar de se verificar uma evolução de energia dissipada relativamente superior no provete original, denota-se que durante o ensaio esta toma valores relativamente próximos em ambos os provetes para os mesmos níveis de *drift*.

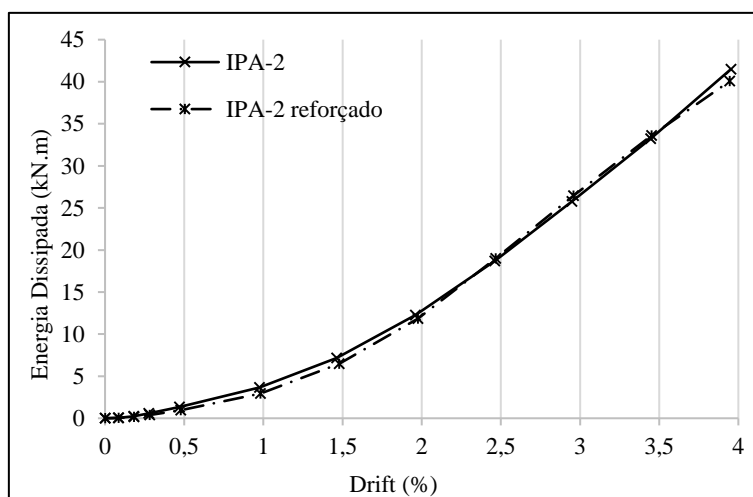


Figura 79 - Energia dissipada dos provetes IPA-2 e IPA-2 reforçado

7.2.1.3 Amortecimento equivalente

A Figura 80 representa a evolução do amortecimento equivalente dos provetes IPA-2 original e reforçado em função da ductilidade. O amortecimento equivalente no provete original evolui de 6,4% ($\mu_d=1,0$ m/m) até 9,6% ($\mu_d=6,4$ m/m). O provete reforçado apresenta uma evolução de amortecimento equivalente de 4,8% ($\mu_d=1,0$) até 10,9% ($\mu_d=6,3$ m/m). Desta forma verifica-se que o amortecimento equivalente no provete reforçado apresenta um crescimento mais acentuado relativamente ao provete original. Inicialmente, o amortecimento equivalente do provete reforçado é inferior ao do provete

original, sendo que ambos tendem para um valor comum de aproximadamente 8,0% para uma ductilidade $\mu_{\Delta}=2,7$ m/m.

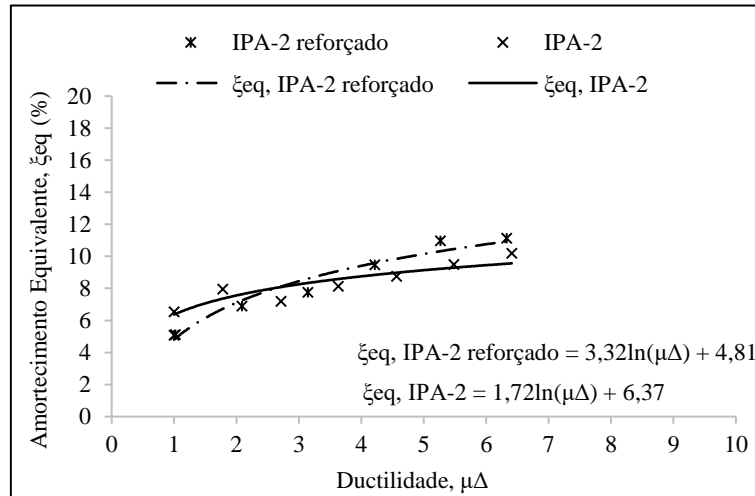


Figura 80 - Amortecimento equivalente: a) provete IPA-2 original; b) provete IPA-2 reforçado

7.2.1.4 Danos observados

Ao comparar o estado final de dano observável nos provetes, Figura 81, verifica-se que a maior diferença reside nos pilares. O provete original apresenta fissuras nos pilares junto ao nó, não se verificando o mesmo no caso do provete reforçado. A não existência de fissuras deve-se à eficácia do confinamento exercida pela armadura de reforço nestes elementos. Em relação às vigas verifica-se alguma semelhança nas fissuras existentes em ambos os provetes, sendo que a maior parte das fissuras do provete reforçado surgem na mesma posição do provete original. No nó, verificou-se o esmagamento do betão no provete original, situação semelhante verificada no *grout* utilizado na reparação do provete reforçado.

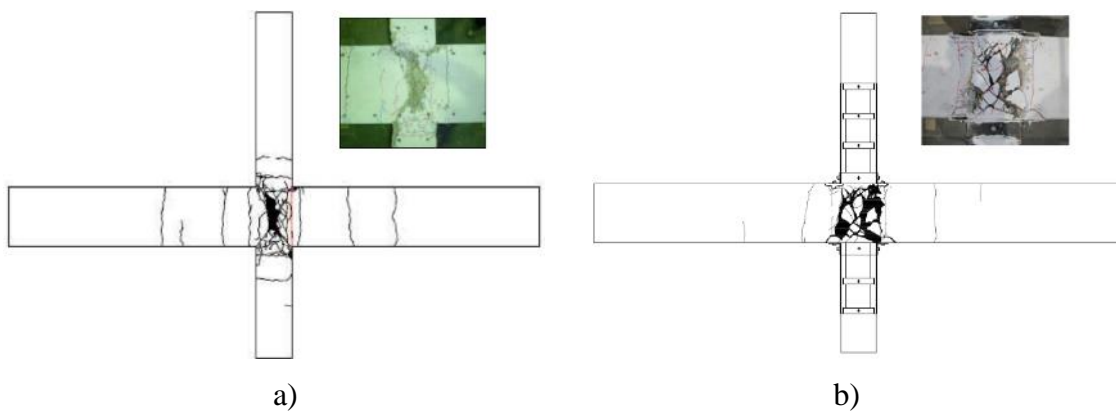


Figura 81 - Estado final de dano nos provetes: a) provete IPA-2 original (Garcia,2011); b) provete IPA-2 reforçado

7.2.1.5 Comprimento da rótula plástica

Pela observação da Tabela 17 verifica-se que os pilares do provete original apresentam os maiores comprimentos da rótula plástica, ao contrário do que sucede no provete reforçado, não apresentando rótula plástica nestes elementos. Em relação às vigas verifica-se que o provete reforçado apresenta maior comprimento de rótula plástica, apesar de que a diferença para o provete original não é significativa.

Tabela 17 – Comprimentos das rótulas plásticas nos elementos dos provetes IPA-2 e IPA-2 reforçado

Proвете	Pilar superior		pilar inferior		Viga esquerda		Viga direita	
	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h
IPA-2 reforçado	-	-	-	-	0,08	0,16	0,08	0,16
IPA-2	0,09	0,30	0,15	0,50	0,04	0,08	0,02	0,03

7.2.1.6 Diagrama momento-curvatura

Na Figura 82 apresenta-se a relação momento-curvatura para os provetes IPA-2 e IPA-2 reforçado. Uma análise aos gráficos permite verificar que ambos os provetes apresentam um comportamento idêntico da relação momento-curvatura, considerando as mesmas secções. Os momentos resistentes máximos verificados nas secções em análise são semelhantes comparando os dois provetes. A maior diferença verifica-se na curvatura na interface nó/pilar dos dois provetes. O provete IPA-2 apresenta, no o sentido positivo, uma curvatura de $0,1 \text{ m}^{-1}$, para um momento resistente máximo de 76,8 kN.m, enquanto que no provete IPA-2 reforçado, para o momento resistente máximo no valor de 72,2 kN.m, a curvatura é $0,03 \text{ m}^{-1}$.

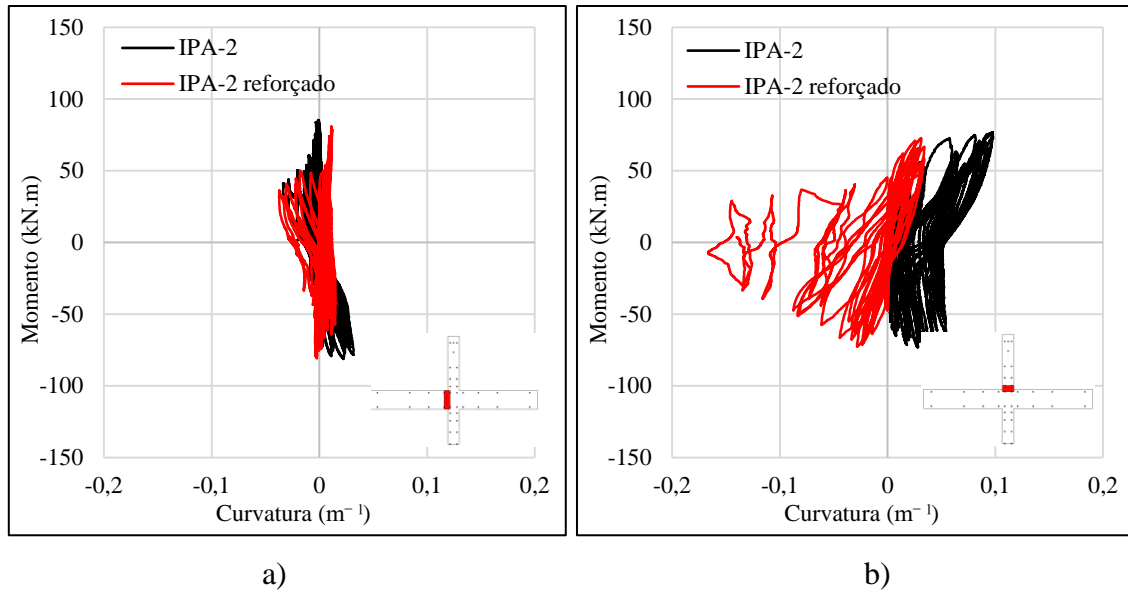


Figura 82 – Relação momento-curvatura dos provetes IPA-2 e IPA-2 reforçado; a) secção da viga à esquerda do nó; b) base do pilar superior

7.2.2 IPB versus IPB reforçado

7.2.2.1 Relação força-deslocamento

Da observação do gráfico força-deslocamento, Figura 83, verifica-se que, o valor da força resistente máxima, no sentido positivo do deslocamento, é 72,2 kN, para o provete IPB reforçado, apresentando um ganho de 24,9% face à força resistente máxima atingida pelo provete original, no valor de 54,2 kN. A força máxima surge em ambos os provetes para um ciclo de deslocamento imposto $\Delta = \pm 60$ mm (*drift* 2,0%). No último ciclo de deslocamento imposto no provete reforçado (*drift* 6,0%), a força obtida foi de 55,8 kN, verificando-se um ganho de 43% relativamente à força obtida para o último ciclo de deslocamento imposto no provete original, no valor de 31,8 kN (*drift* 4,0%). No entanto, considerando o nível de *drift* de 4,0% no provete reforçado, verifica-se um ganho de 53,8% em relação ao mesmo nível de *drift* do provete original.

As primeiras fissuras surgem nas vigas em ambos os provetes, no *drift* 0,2%. No provete original, para o nível de *drift* de 0,5% surgem as primeiras fissuras no pilar inferior, seguindo-se as fissuras diagonais no nó no nível de *drift* seguinte, 1,0%. O destacamento do betão surge para o mesmo nível de *drift* nos dois provetes, 2,5%.

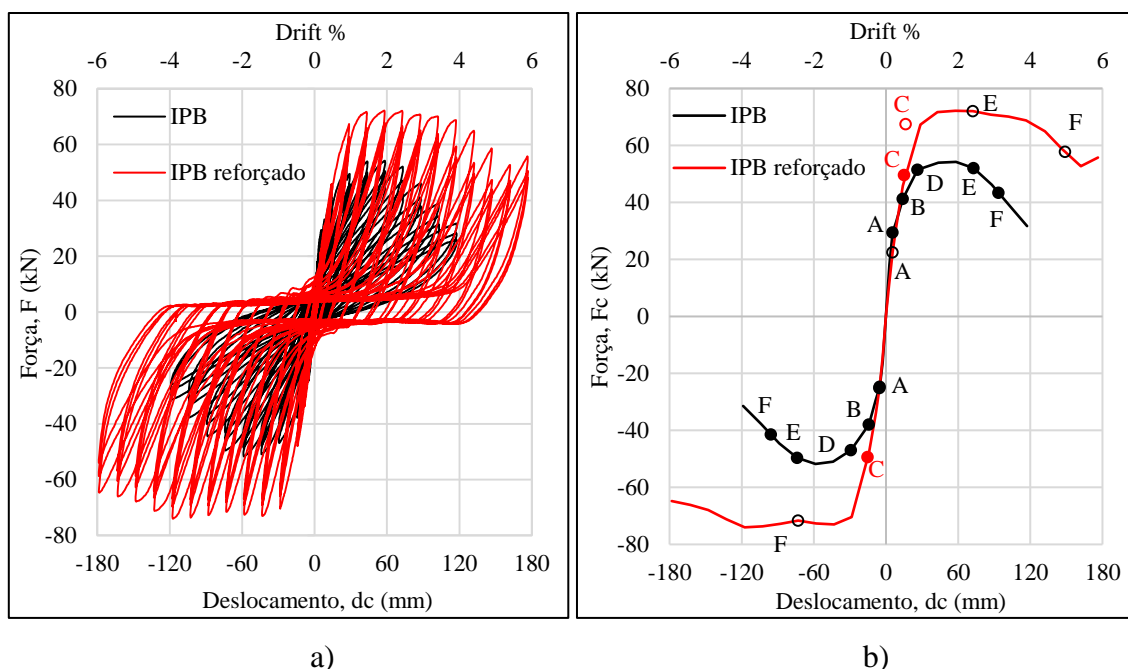


Figura 83 - Relação força-deslocamento dos provetes IPB e IPB reforçado: a) ciclos histeréticos; b) envolventes força-deslocamento e identificação de danos

A força última no provete IPB reforçado é de 57,7 kN e ocorre para um deslocamento $\Delta = 149$ mm (*drift* 5,0%). No provete IPB original verifica-se que esta ocorre para um deslocamento imposto inferior, $\Delta = 93,6$ mm (*drift* 3,1%), correspondendo a uma força aplicada de 43,4 kN. Também a cedência do provete original ocorre para um deslocamento inferior em comparação com o provete reforçado. A força de cedência obtida foi de 49,5 kN (*drift* 0,51%), para o provete original, e de 67,4 kN (*drift* 0,55%), para o provete reforçado.

Por último, verifica-se que a rigidez é superior no provete original. A rigidez inicial é 4,8 kN/mm, para o provete original, e 3,3 kN/mm, para o provete reforçado. A rigidez pós-pico é de -0,4 kN/mm e de -0,1 kN/mm, respetivamente para o sentido positivo dos provetes IPB e IPB reforçado.

7.2.2.2 Energia dissipada

A Figura 84 representa a evolução da energia dissipada dos provetes IPB original e IPB reforçado em relação ao nível de *drift*. No último ciclo de deslocamento imposto, o provete original apresenta um valor de energia dissipada de 36,6 kN.m, *drift* 4,0%, enquanto que o provete reforçado apresenta um valor de energia dissipada de 96,6 kN/m, *drift* 6,0%. Desta forma, para o nível de *drift* final imposto a cada provete, a energia dissipada por parte do provete IPB reforçado é 62,1% superior à energia dissipada pelo

provete IPB original. No nível de *drift* de 4,0%, provete IPB reforçado apresenta uma energia dissipada de 41,9 kN.m. Comparando a energia dissipada neste nível de *drift*, verifica-se que o provete IPB reforçado dissipa apenas mais 12,6% que o provete IPB original.

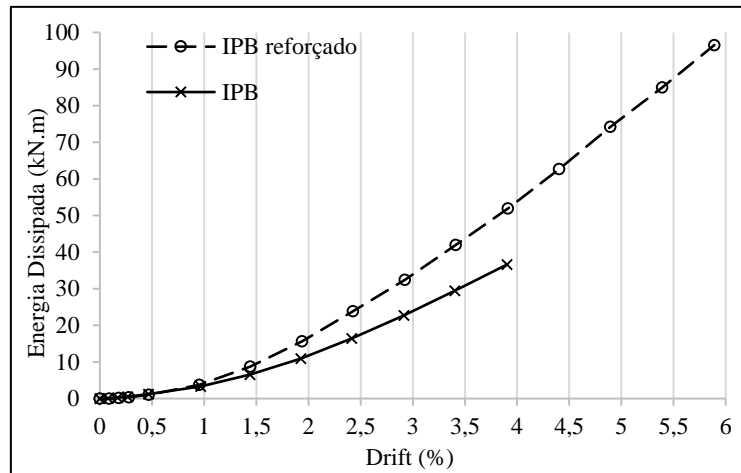


Figura 84 - Energia dissipada dos provetes IPB e IPB reforçado

7.2.2.3 Amortecimento equivalente

A Figura 85 apresenta a evolução do amortecimento equivalente dos provetes IPB original e reforçado em função da ductilidade. Pela observação da figura verifica-se que o provete reforçado apresenta um crescimento menos acentuado da percentagem de amortecimento equivalente com o aumento da ductilidade comparativamente ao provete não reforçado. O amortecimento equivalente do provete IPB reforçado cresce desde os 7,0% ($\mu_\Delta=1,0$ m/m) até aos 8,3% ($\mu_\Delta=8,9$ m/m), enquanto que o provete IPB original apresenta uma evolução de amortecimento equivalente desde os 6,6% ($\mu_\Delta=1,0$ m/m) até os 9,6% ($\mu_\Delta=6,8$ m/m).

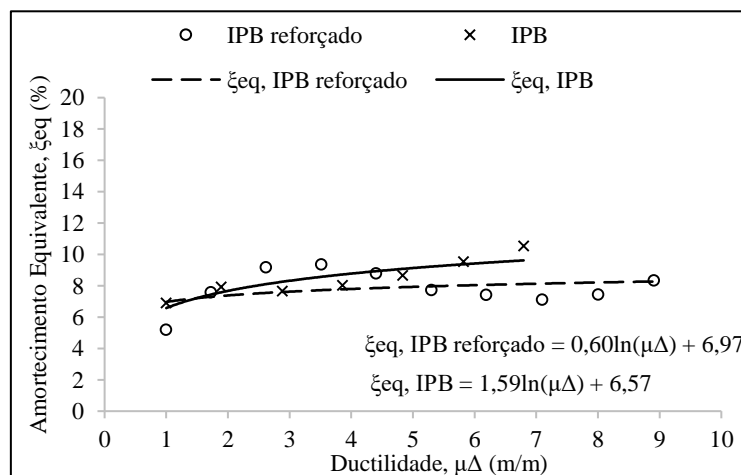


Figura 85 - Amortecimento equivalente: a) provete IPB original; b) provete IPB reforçado

7.2.2.4 Danos observados

Na Figura 86 observa-se o padrão de dano nos provetes após a realização dos ensaios experimentais. No provete original visualiza-se uma grande concentração de fissuras no nó, com prolongamento nos pilares e vigas. O provete IPB reforçado não apresenta qualquer tipo de dano no nó e nos pilares. Inicialmente para este provete surgem as primeiras fissuras nas vigas, como se verifica pela imagem, na mesma posição que as fissuras que se desenvolveram no provete original. Com o aumento do deslocamento imposto, as fissuras no provete reforçado surgiram nas vigas, imediatamente a seguir à chapa de reforço do nó, concentrando a maior parte do dano nesta zona.

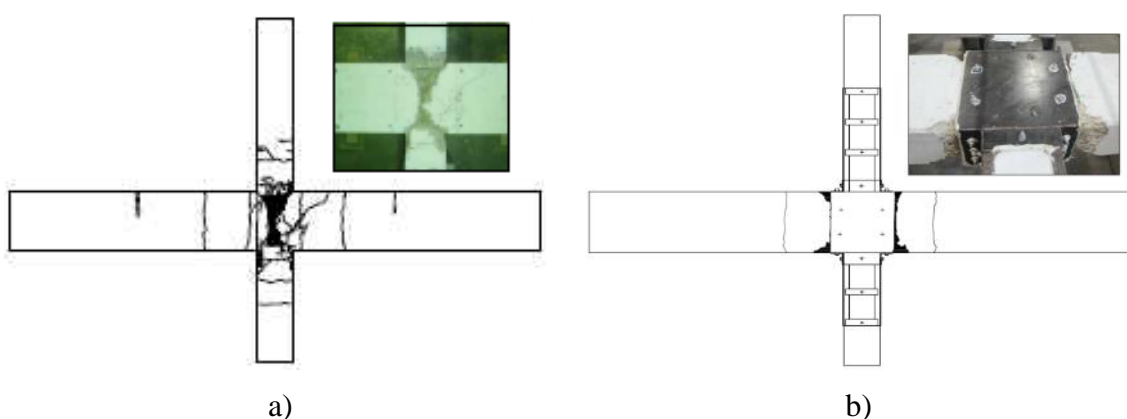


Figura 86 - Estado final de dano nos provetes: a) provete IPB original (Garcia,2011); b) provete IPB reforçado

7.2.2.5 Comprimento da rótula plástica

Com base na Tabela 18 verifica-se que o comprimento da rótula plástica nos elementos dos provetes IPB seguem um padrão semelhante ao observado nos provetes IPA-2. Para este caso, no provete IPB original, também o comprimento da rótula plástica nos pilares é superior ao comprimento da rótula plástica nas vigas. Nas vigas de ambos os provetes, observa-se que comprimento das rótulas plásticas é superior no provete reforçado face ao provete original.

Tabela 18 – Comprimentos das rótulas plásticas nos elementos dos provetes IPB e IPB reforçado

Proвете	Pilar superior		pilar inferior		Viga esquerda		Viga direita	
	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h
IPB reforçado	-	-	-	-	0,10	0,20	0,12	0,24
IPB	0,46	1,53	0,16	0,53	0,07	0,14	0,02	0,04

7.2.2.6 Diagrama momento-curvatura

Na Figura 87 apresenta-se a relação momento-curvatura para os provetes IPB e IPB reforçado. Pela visualização da figura verifica-se que a curvatura na interface nó/viga do provete reforçado é superior em comparação com a mesma secção do provete original. O dano no provete reforçado concentrou-se nesta zona, verificando-se grandes deslocamentos na fissura que se desenvolveu. Por outro lado, no provete original verifica-se que o dano se distribui por outros elementos como se comprova pela curvatura na base do pilar, sendo nesta secção, visivelmente maior em comparação com o provete reforçado. Os momentos máximos verificados nos elementos do provete reforçado são superiores em comparação com o provete original, devido à diferença da força máxima horizontal registada no topo do pilar de ambos os provetes, sendo 29,4% superior no provete reforçado. O provete IPB apresenta um momento resistente máximo na base do pilar de 76,8 kN.m e na viga de 85,2 kN.m, enquanto que no provete reforçado é 90,2 kN.m para o pilar e 100,1 kN.m para a viga.

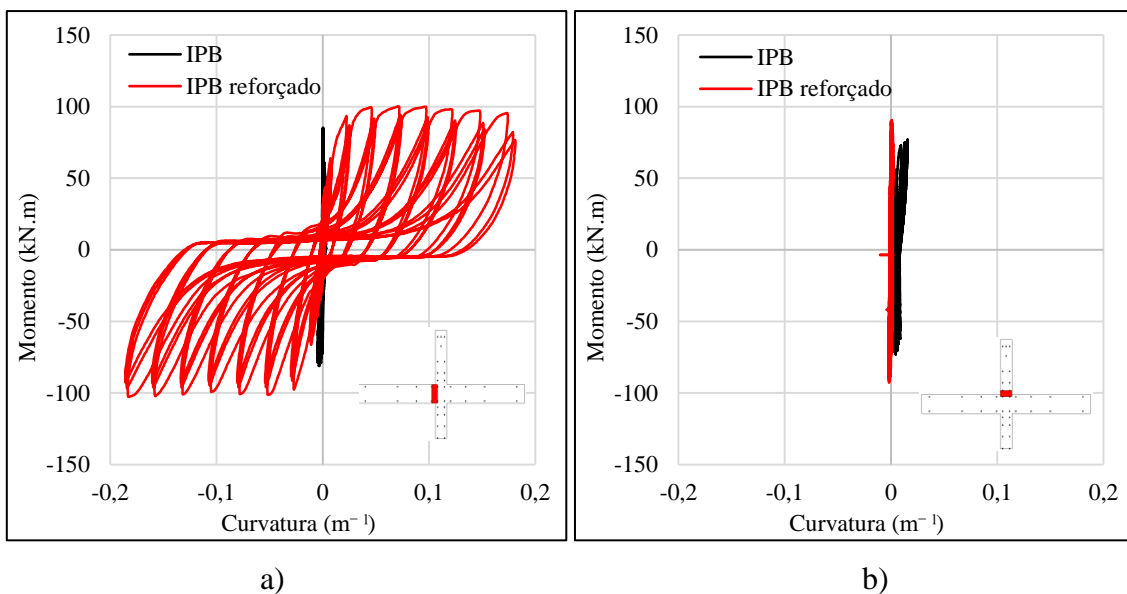


Figura 87 – Relação momento-curvatura dos provetes IPB e IPB reforçado; a) secção da viga à esquerda do nó; b) base do pilar superior

7.2.3 IPA-1 versus IPA-1 reforçado

7.2.3.1 Relação força-deslocamento

Na Figura 88 visualiza-se a relação força-deslocamento resultante dos ensaios realizados aos provetes IPA-1 e IPA-1 reforçado. A força máxima registada, no sentido positivo do

deslocamento, foi aproximadamente 54 kN, *drift* de 1,5%, para o provete original e 103 kN, *drift* de 1,5%, para o provete reforçado. Desta forma, o provete IPA-1 reforçado apresenta um ganho de 47,6% em relação à força máxima verificada do provete IPA-1 original. No último ciclo de deslocamento imposto, *drift* de 4,0% em ambos os provetes, a força registada, no sentido positivo, foi de 31,6 kN para o provete original de 62,0 kN para o provete reforçado.

O início da fissuração surge, em ambos os provetes, nas vigas, para um nível de *drift* imposto de 0,2% para o provete original e 0,3% para o provete reforçado. Nos pilares do provete original, as primeiras fissuras surgem para o nível de *drift* de 0,5%, enquanto que no provete reforçado, estas apenas surgem no pilar superior, para o *drift* de 1,5%. No *drift* 1,0% surgem as fissuras diagonais no nó do provete original. Posteriormente, para o *drift* de 2,0% e após se atingir a força resistente máxima, surge o destacamento do betão. No provete reforçado não se verifica a existência de fissuras diagonais no nó, no entanto, o destacamento do betão surge nas vigas para o mesmo nível de deslocamento imposto $\Delta = \pm 60$ mm (*drift* 2,0%).

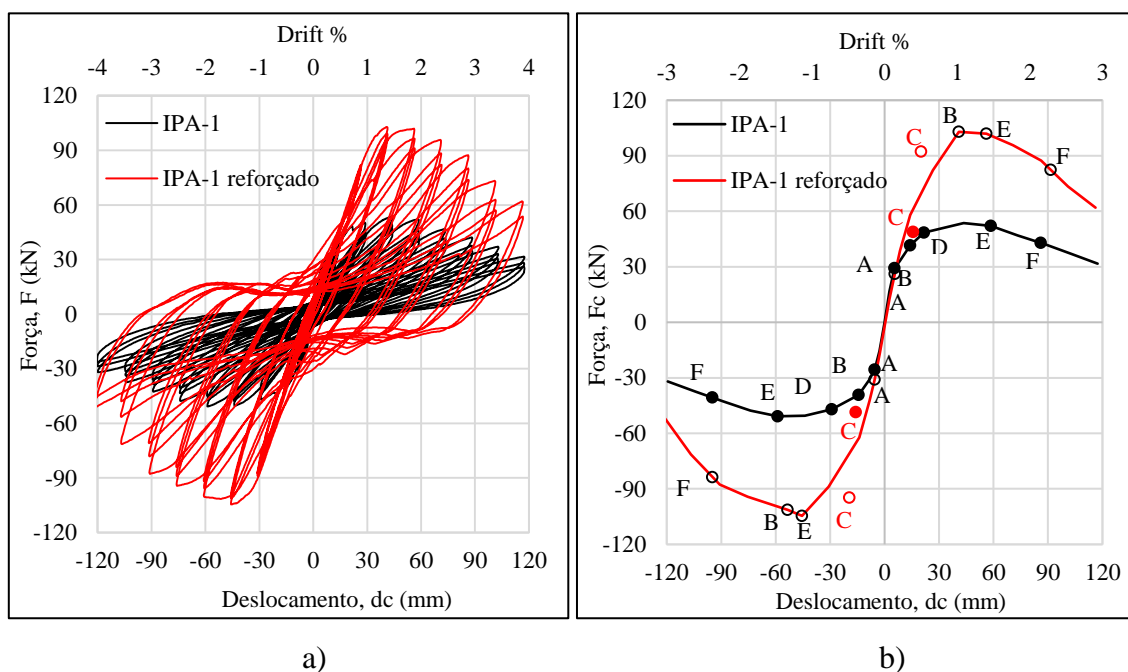


Figura 88 – Relação força-deslocamento dos provetes IPA-1 e IPA-1 reforçado: a) ciclos histeréticos; b) envoltentes força-deslocamento e identificação de danos

Em relação ao deslocamento de cedência há uma melhoria do provete IPA-1 original para o provete IPA-1 reforçado. Considerando o sentido positivo do deslocamento, no provete IPA-1, o deslocamento de cedência ocorre para o deslocamento $\Delta = 15,7$ mm (*drift* 0,52%), enquanto que para o provete reforçado o deslocamento de cedência ocorre para

o deslocamento $\Delta = 20,2$ mm (*drift* 0.67%). A força de cedência é de 48,7 kN para o provete original, e de 92,2 kN para o provete reforçado.

A rigidez inicial é de 3,1 kN/mm para o provete original e de 4,6 kN/mm para o provete reforçado, considerando o primeiro ensaio realizado ao provete reforçado. A rigidez pós-pico no provete original é de - 0,5 kN/mm e no provete reforçado é de - 0,4 kN/mm.

7.2.3.2 Energia dissipada

Na Figura 89 apresenta-se a evolução da energia dissipada em função do nível de *drift* imposto para os provetes IPA-1 e IPA-1 reforçado. Da sua análise, verifica-se que para o nível de deslocamento imposto no final do ensaio para os dois provetes, $\Delta = \pm 120$ mm (*drift* 4,0%), o provete IPA-1 reforçado dissipa mais energia, 97,0 kN.m, comparativamente com o provete IPA-1 original, que apenas apresenta um valor de energia dissipada de 34,3 kN.m. Desta forma, para o mesmo nível de *drift* final imposto, o provete reforçado apresenta um valor de energia dissipada 64,6% superior ao provete original. É de referir que, ao longo do ensaio, até ao nível de *drift* de 1,5%, os dois provetes mantêm valores aproximados de energia dissipada.

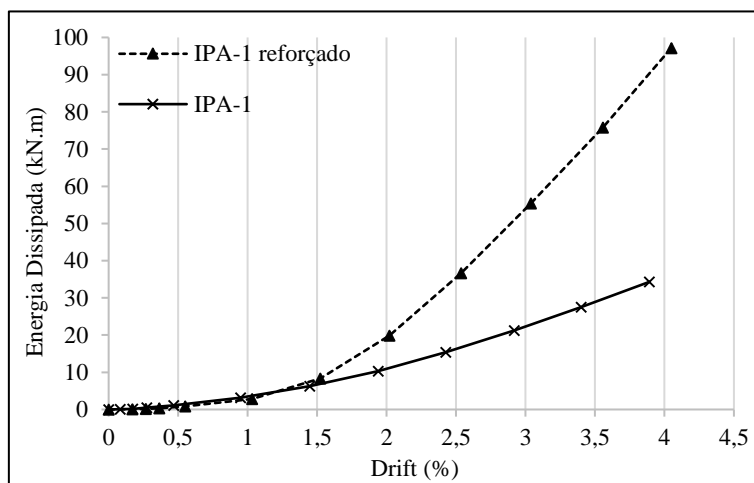


Figura 89 - Energia dissipada dos provetes IPA-1 e IPA-1 reforçado

7.2.3.3 Amortecimento equivalente

A observação da relação amortecimento equivalente/ductilidade dos provetes IPA-1 e IPA-1 reforçado, representada na Figura 90, permite constatar que os provetes apresentam diferenças significativas entre si. O provete IPA-1 reforçado apresenta uma evolução do amortecimento equivalente que vai dos 1,8% até aos 17,5%, enquanto que o provete IPA-1 regista uma evolução dos 6,8% até aos 8,9%. Apesar do amortecimento equivalente original ser inicialmente superior ao provete reforçado, este último apresenta uma

evolução acentuada, verificando-se um amortecimento equivalente final 49,0% superior para o provete reforçado. Os valores do amortecimento equivalente final registam-se para uma ductilidade, de 5,6 m/m, para o provete original, e de 5,3 m/m para o provete reforçado.

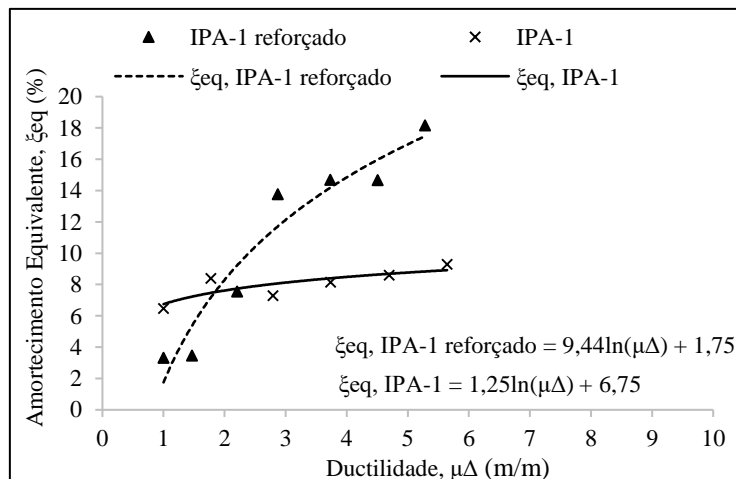


Figura 90 - Amortecimento equivalente: a) provete IPA-1 original; b) provete IPA-1 reforçado

7.2.3.4 Danos observados

Na Figura 91 são ilustrados os danos observados no final dos ensaios realizados aos provetes IPA-1 e IPA-1 reforçado. Os provetes apresentam um padrão de fissuração na face superior distinto. No provete IPA-1 é notório um dano com maior concentração de fissuras no nó, enquanto que no provete IPA-1 reforçado a grande concentração de dano reside nas vigas, na zona não reforçada com as armaduras exteriores. Nos pilares dos dois provetes verificam-se também algumas diferenças, visualizando-se no provete original uma distribuição de fissuras nos pilares junto ao nó e no provete reforçado apenas fissuras lateral no topo do pilar superior.

O dano concentrado no nó do provete IPA-1 original indica que o nó não apresenta resistência às tensões de tração originadas pelos esforços de flexão. O esforço de corte verificado nesta zona, devido ao carregamento no topo do pilar, é também uma das causas para o a rotura do nó, uma vez que este não apresenta estribos nesta zona.

Os danos observados no provete IPA-1 reforçado devem-se aos esforços de flexão desenvolvidos nas vigas. A interrupção da armadura de reforço na viga origina uma secção menos resistente à flexão, levando o provete à rotura nesta zona.

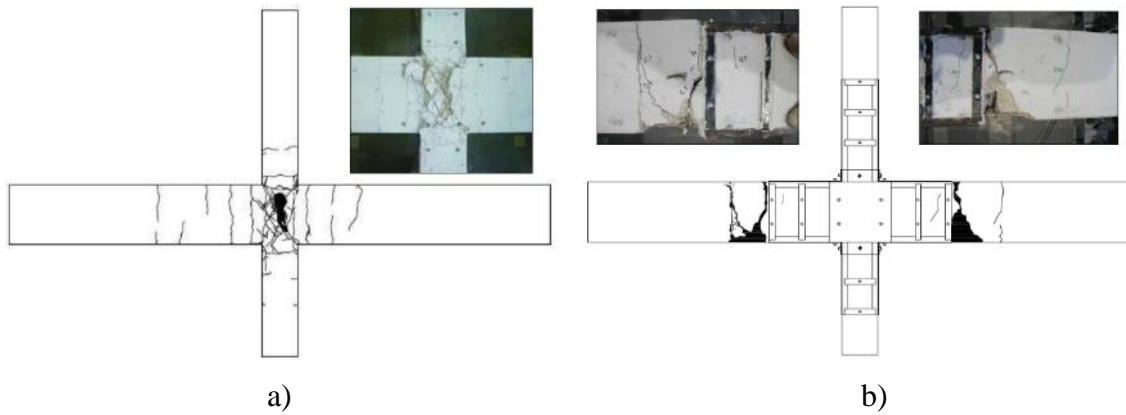


Figura 91 - Estado final de dano nos provetes: a) provete IPA-1 original (Garcia,2011); b) provete IPA-1 reforçado

7.2.3.5 Comprimento da rótula plástica

Pela Tabela 19 verifica-se que o comprimento da rótula plástica nas vigas é superior no provete reforçado em comparação com as vigas do provete original. Nas vigas, observam-se também diferenças nas zonas onde se formam as rótulas plásticas. Nos provetes originais a rótula plástica das vigas situa-se junto ao nó, enquanto que no provete reforçado situa-se próximo do meio da viga.

Tabela 19 – Comprimentos das rótulas plásticas nos elementos dos provetes IPA-1 e IPA-1 reforçado

Proвете	Pilar superior		pilar inferior		Viga esquerda		Viga direita	
	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h
IPA-1 reforçado	-	-	-	-	0,29	0,58	0,27	0,54
IPA-1	0,09	0,3	0,12	0,40	0,08	0,16	0,07	0,23

7.2.3.6 Diagrama momento-curvatura

Na Figura 92 apresenta-se a relação momento-curvatura para os provetes IPA e IPA-1 reforçado. O momento-curvatura foi representado na base do pilar para ambos os provetes. No caso das vigas, representou-se na interface viga/nó para o provete original e para o provete reforçado, na zona posterior ao reforço metálico, onde se forma a rótula plástica. Pela visualização da figura verifica-se que no provete original a curvatura final no pilar é maior que na viga, enquanto que no provete reforçado, devido à concentração do dano na viga, a curvatura é maior neste elemento. O momento máximo no pilar do provete reforçado é de 128,6 kN.m e no pilar do provete original é de 67,0 kN.m, correspondendo uma curvatura de $0,04 \text{ m}^{-1}$.

Nas vigas, não se faz uma comparação entre os momentos máximos verificados em ambos os provetes pois estes foram representados em secções diferentes em cada provete. No entanto, verifica-se que a curvatura na rótula plástica da viga do provete reforçado é maior que a curvatura na rótula plástica da viga do provete original.

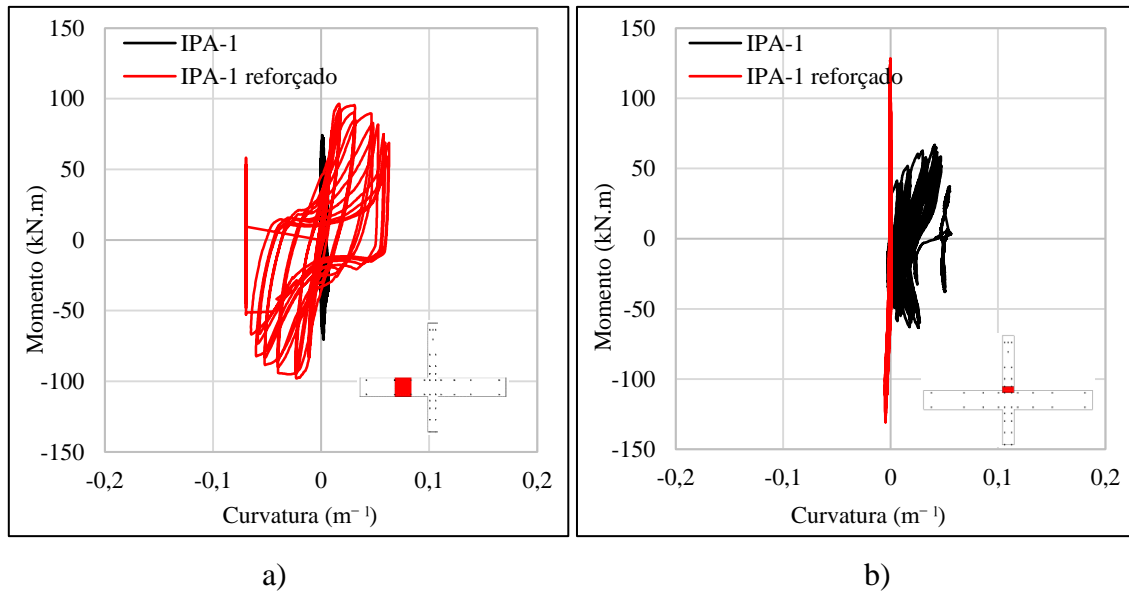


Figura 92 – Relação momento-curvatura dos provetes IPA-1 e IPA-1 reforçado; a) viga à esquerda do nó;
b) base do pilar superior

Capítulo 8

Considerações finais

Capítulo 8

8 Conclusões e propostas de possíveis trabalhos futuros

8.1 Conclusões

8.2 Propostas de possíveis trabalhos futuros

8 Conclusões e propostas de possíveis trabalhos futuros

8.1 Conclusões

As estruturas porticadas de betão armado construídas até à década de 1970 não possuíam critérios específicos de dimensionamento sísmico. Estas estruturas, construídas com betão de fraca resistência mecânica e armadura lisa, apresentam um fraco desempenho face a ações dinâmicas, como as induzidas pelos sismos. Esta afirmação é comprovada pelos ensaios experimentais realizados nos últimos anos na Universidade de Aveiro a nós viga-pilar característicos da época referida. Os diversos autores como Melo (2014), Marques (2014) ou Garcia (2011) concluíram que este tipo de estruturas apresentam uma insuficiência de ductilidade para resistir a ações cíclicas, com as ligações viga-pilar a serem as zonas mais afetadas devido às disposições e má pormenorização de armadura existente nesta zona. Um dos aspetos mais importantes verificado nas campanhas experimentais foi o fenómeno de escorregamento das armaduras devido à degradação do mecanismo de aderência aço-betão.

A presente dissertação teve como objetivo o reforço estrutural de três nós viga-pilar, com a finalidade de melhorar a resposta global da estrutura face a carregamentos cíclicos. Os provetes utilizados para o estudo foram ensaiados na campanha experimental realizada por Garcia (2011), e pretendeu-se verificar qual a influência dos reforços executados no comportamento do nó.

As soluções apresentadas consistiram no reforço metálico dos provetes com adição de armaduras exteriores. A solução apresentada para os pilares, reforço com cantoneiras ligadas com cintas, pretendia um aumento da resistência e confinamento dos pilares. Esta foi uma solução executada em todos os provetes, sendo que o provete IPA-2 foi ensaiado apenas com o reforço nos pilares. No provete IPB, ao reforço nos pilares, foi adicionada uma chapa metálica em cada face do nó. O reforço do provete IPA-1 consistiu na solução apresentada para o provete IPB, ao qual foi adicionado um reforço nas vigas.

Com base nos resultados obtidos na campanha é possível retirar algumas conclusões sobre o comportamento dos provetes reforçados face a ações cíclicas. O provete IPA-1 e IPB apresentam um aumento de 47,6% e 24,9% da resistência máxima alcançada face à mesma verificada para os respetivos provetes originais. O provete IPA-2 reforçado recuperou a resistência verificada para o provete original e apresenta um comportamento de força-deslocamento semelhante a este.

Os danos observados nos provetes IPB e IPA-1 reforçados surgem nas vigas, a seguir ao reforço implementado nos respetivos provetes, concluindo-se que os reforços apresentados são eficazes na transferência da rótula plástica para as vigas. Em relação ao provete IPA-2 reforçado, o dano situa-se na zona do nó e vigas, podendo concluir-se que o reforço, apesar de não aumentar a capacidade resistente, é eficaz no confinamento do pilar.

O provete IPA-1 reforçado é o que apresenta um crescimento linear para os primeiros níveis de *drift* mais acentuado. Dos três provetes reforçados, o IPA-1 atinge a força máxima para o menor nível de *drift*, cerca 1,5%. Desta forma, é também o provete que apresenta uma maior rigidez inicial, 4,7 kN/mm, seguindo-se o provete IPB reforçado com 4,1 kN/mm, e por fim, o provete IPA-2 reforçado com 3,7 kN/mm.

A capacidade de dissipação de energia é superior no provete IPA-1 reforçado, registando-se para o último nível de *drift* imposto, 4,0%, o valor de 97,0 kN.m. O provete IPB reforçado dissipa aproximadamente a mesma energia, contudo para um nível de *drift* superior, 6,0%. Para o mesmo nível de *drift* final do provete IPA-1 reforçado, os provetes IPB e IPA-2 reforçados apresentam em relação a este uma energia dissipada respetivamente 46% e 62% inferior.

O amortecimento equivalente é um dos parâmetros que não segue o padrão de resultados obtidos para a energia dissipada, rigidez inicial ou resistência do provete. Enquanto nestes últimos se verifica que os resultados seguem a hierarquia dos reforços utilizados, no amortecimento equivalente, verificou-se que o provete IPB reforçado é o que apresenta menor amortecimento equivalente final e a maior ductilidade. O provete IPA-1 é o que apresenta maior amortecimento equivalente final, mas uma menor ductilidade em comparação com os outros dois provetes. Uma segunda análise realizada considerando a energia dissipada em vez da ductilidade determinada através do deslocamento de cedência, permite comprovar os resultados já obtidos para os provetes e IPB e IPA-2 reforçados, verificando-se apenas um aumento da ductilidade para o provete IPA-1 reforçado.

As soluções de reforço propostas para os provetes evoluíram de forma positiva com a adição de elementos metálicos, considerando os objetivos propostos no ponto 1.2. As rótulas plásticas foram progressivamente afastadas do nó para as vigas, com o aumento do reforço metálico no nó e nas vigas. No provete IPA-2 reforçado não se garantiu a integridade do nó, no entanto com o aumento do reforço nos provetes IPB e IPA-1 reforçados não se observou qualquer dano nessa zona. O mecanismo pilar-forte viga-fraca

foi assegurado com o reforço metálico adotado para os pilares. Por fim, os trabalhos realizados em laboratório permitiram constatar que os reforços adotados são de fácil execução.

Com base nos resultados obtidos, conclui-se que as estratégias de reforço adotadas melhoram as capacidades de resposta dos elementos face aos carregamentos cíclicos, apresentando-se como uma técnica viável para melhoria das estruturas de betão armado face a ações sísmicas. Contudo, deve-se ter em consideração que esta técnica foi estudada face a carregamentos cíclicos em nós viga-pilar isolados e o comportamento sísmico global dos edifícios é influenciado por outros aspetos como a distribuição da rigidez, resistência e massa em planta e altura.

8.2 Propostas de possíveis trabalhos futuros

Durante a realização da presente dissertação, que caracteriza o comportamento de nós viga-pilar com reforço de armaduras exteriores, surgiram diversas questões relacionadas com as opções de reforço adotadas e como a alteração de alguns pormenores influenciariam o comportamento do nó viga-pilar face a ações sísmicas. Assim, apresentam-se algumas propostas de possíveis trabalhos futuros que pressupõem não só a melhoria das soluções de reforço adotadas face à resposta aos carregamentos cíclicos, mas também uma maior otimização do reforço a nível económico. Desta forma, propõem-se:

- Avaliar a influência da existência da laje no provete de forma a compreender como esta influencia a viabilidade dos reforços estudados na zona do nó e vigas e qual o efeito que a laje tem no confinamento do nó;
- Estudar soluções alternativas de ligação da armadura de reforço do pilar superior com a armadura de reforço do pilar inferior;
- Diminuição da área de reforço longitudinal, área das cantoneiras, ao longo dos pilares e vigas, de forma a obter uma diminuição contínua da rigidez ao longo dos elementos;
- Estudar a ligação do tipo de reforço proposto ao betão efetuando apenas a ancoragem com as buchas metálicas ou apenas com as chapas coladas com resina *epoxy*.

Os resultados dos ensaios experimentais realizados mostram que o reforço dos nós com armaduras exteriores é eficaz na transferência da rótula plástica para as vigas, sendo este um dos princípios mais importantes do reforço sísmico. No entanto, verificou-se a rotura

dos provetes para forças horizontais menores comparando com a análise experimental realizada por Lei (2016), no estudo que considera o reforço de nós viga-pilar com encamisamento de betão armado. Torna-se assim essencial a continuação do estudo dos reforços propostos nesta dissertação, de forma a desenvolver técnicas que possibilitem que a resistência conferida aos elementos pelo reforço metálico contribua para a resistência global do provete.

Referências bibliográficas

Referências bibliográficas

[A]

Alva, G.M.S. “Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico de concreto armado submetidos a ações cíclicas”. Escola de Engenharia de São Carlos, 2004.

Appleton, J., Gomes, A. “Reforço de Estruturas de Betão Armado por Encamisamento das Secções”. Revista Portuguesa de Engenharias de Estruturas, nº 42, 1997.

Appleton, J., Gomes, A. “Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores”. Revista Portuguesa de Engenharias de Estruturas, nº 41, 1997.

[B]

Bhatt, C.A.F. “Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares”. Instituto Superior Técnico de Lisboa, 2007.

[C]

Cachim, P., Morais, M. “Estruturas de betão: bases de cálculo”, Porto, Pubindústria, Edições técnicas, 2013.

Chastre, C. “Reparação e Reforço de Estruturas de betão armado com sistemas compósitos de FRP”, Unic _ CTC6, maio de 2005.

CEN, 2004b. “NP EN 1998-1 Eurocódigo 8. Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios”, Bruxelas.

Costa, R.J.T. “Modelação de ligações viga-pilar na análise de estruturas porticada planas de betão armado”, Universidade de Coimbra, 2013.

Cunha, J.S. “Reforço de Nós Viga-pilar de Betão Armado com CFRP”, Universidade de Aveiro, 2015.

[E]

ETABS 2016 – Integrated Building Design Software

[F]

Fardis, M.N. “*Seismic Assessment and Retrofitting of Existing Concrete Buildings. In Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: based on EN-Eurocode 8*”. Dordrecht: Springer Netherlands, pp. 595-693, 2009.

Fernandes, R.M. A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto”, Universidade de São Paulo, 2000.

Fernandes, C. “*Cyclic Behaviour of RC Elements With Plain Reinforcing Bars*”, Tese de Doutorado, Universidade de Aveiro, 2012

Fernandes, C., Melo, J., Varum, H., Rodrigues, H., *et al.* “Caracterização do comportamento cíclico em flexão de elementos de BA com armadura lisa”, In Lisboa, Portugal: BE2010 – Encontro Nacional de Betão Armado, 2010

Fernandes, R. e Debs, A. “A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto”, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005

Filho, J. de O. Estudo teórico-experimental da influência das cargas cíclicas na rigidez de vigas de concreto armado”, Universidade de São Paulo, 2005.

Ftool – Two-Dimensional Frame Analysis Tool

[G]

Garcia, R.F.C. “Mecanismo de aderência aço liso-betão na resposta cíclica de nós”, Universidade de Aveiro, 2011.

[J]

Júlio, E.N.B.S. “A influência da interface no comportamento de pilares reforçado por encamisamento de betão armado”, Universidade de Coimbra, 2001.

[K]

Kotsovou, G. e Mouzakis, H. “*Seismic design of RC external beam-column joint*”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, (April 2012), 2012

[L]

Lei, L. “Análise experimental de reforço de nós viga-pilar”, Universidade de Aveiro, 2016.

[M]

Marques, V.L.R. “Comportamento de nós viga-pilar”, Universidade de Aveiro, 2014

Melo, J.F. “Caracterização da resposta cíclica de elementos de betão armado com armadura lisa”, Universidade de Aveiro, 2014.

Melo, J.F. “Influência do escorregamento na resposta cíclica de elementos de Betão Armado”, Aveiro: Universidade de Aveiro, 2009.

Monti, G. e Nuti, C. “*Nonlinear Cyclic Behaviour of Reinforcing Bars Including Buckling*”, *Journal of Structural Engineering*, 1992

Moreira, J.F.F. “Reforço de nós viga-pilar”, Universidade de Aveiro, 2013

[P]

Pantazopoulou, S. & Bonacci, J.F., “*On earthquake-resistant reinforced concrete frame connectins*”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, (April 1994), 1993

Park, R., Paulay, T. “*Behaviour of reinforced concrete external beam-column joints under cyclic loading*”, In Rome: Fifth Woold Conference on Eartquake Engineering, 1973.

Paulay, T., Priestley, M.J.N. “*Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*”, Wiley Interscience, San Diego, 1992.

Pinho, R. “*Selective Retrofitting of RC structures in Seismic Areas*”, Imperial College

of Science, Technology and medicine, 2000.

Priestley, M.J.N, Seible, F. e Calvi, G.M. “*Seismic design and retrofit of Bridges*, Wiley_Interscience, John & Sons, Inc, Nova Iorque, 1996

[R]

Rodrigues, C.C. “Reparação e Reforço de estruturas de betão armado com sistemas compósitos de FRP”, Universidade Nova de Lisboa, 2005

[S]

Silva, J.C. “Comportamento e reforço de nós viga-pilar” Universidade de Aveiro, 2015

Silva, P.M.N.A. “Reforço Sísmico de Edifícios de Betão Armado”, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2007

Sousa, A.F.V.S. “Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado”, Universidade do Porto, 2008

[V]

Varum, H.S.A. “*Seismic assessment, strengthening and repairs of existing buildings*”, Universidade de Aveiro, 2003.

Varum, H., Costa, A.G., Pinto, A. “Reforço Sísmico do Património Edificado em Betão”. 2º Seminário – A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação, 2005.

Varum, H. “Reforço sísmico” especial reabilitação, 2008.



Anexos

Anexo A – Evolução e estado final de dano nos provetes

Anexo A.1 – Provete IPA-2 reforçado

Anexo A.2 – Provete IPB reforçado

Anexo A.3 – Provete IPA-1 reforçado

Anexo C – Fichas técnicas

Anexo A – Orçamento

Tabela 20 – Orçamento da reparação executada aos provetes

Orçamento reparação dos provetes					
Artigo	Unidades	descrição	Quantidade	Preço unitário (€)	Preço composto (€)
Material	Un	Resina química para selagem superficial das fissuras e selagem de mangueiras (<i>Resifast</i>)	3	7	21,0
Material	m	Mangueira para injeção da resina	2	0,6	1,2
Material	Un	resina <i>epoxy</i> para injeção de fissuras (<i>MC-FASTPACK 1264 COMPACT</i>)	4	29,5	118,1
Material	m²	Madeira para cofragem do nó	3	100,39	313,7
Material	Un	<i>Grout</i> para reconstrução do nó (<i>SikaGrout - 218</i>)	6	22	132,0
Mão de obra	h	Oficial trabalhos de reparação	18	10	180,0
Mão de obra	h	Ajudante trabalhos de reparação	18	7	126,0
Orçamento final					892,0

Tabela 21 – Orçamento do reforço executado no provete IPA-2

Orçamento reforço do provete IPA-2					
Artigo	Unidades	Descrição	Quantidade	Preço unitário (€)	Preço composto (€)
Material	Un	Chapas metálicas para reforço dos provetes	1	362,4	362,4
Material	Un	Eléktrods para soldadura	30	0,06	1,8
Mão de obra	h	Trabalhos de soldadura dos reforços metálicos nos provetes	6	15,0	90,0
Material	Un	Buchas metálicas para ancoragem do reforço (HSA M16)	34	2,4	82,6
Material	Un	Buchas metálicas para ancoragem do reforço (HSA M12)	20	1,41	28,3
Mão de obra	h	Furação do provete e colocação das buchas metálicas	4	15,0	60,0
Material	m	Mangueira para injeção da resina <i>epoxy</i>	3	0,6	1,8
Material	Un	Cola e veda para selagem das arestas existentes entre as chapas e o betão	4	6,0	24,0
Mão de obra	h	Selagem das arestas para injeção da resina <i>epoxy</i>	4	15,0	60,0
Material	l	Acetona para limpar recipientes utilizados na injeção da resina	1	4,0	4,0
Material	Un	Resina <i>epoxy</i> (<i>S&P Resin 55</i>)	1	75,0	75,0
Mão de obra	h	Injeção de resina <i>epoxy</i> (<i>S&P Resin 55</i>)	4	15,0	60,0
Orçamento final					849,8

Tabela 22 – Orçamento do reforço executado no provete IPB

Orçamento reforço do provete IPB					
Artigo	Unidades	Descrição	Quantidade	Preço unitário (€)	Preço composto (€)
Material	Un	Chapas metálicas para reforço dos provetes	1	515,4	515,4
Material	Un	Eléktrods para soldadura	40	0,06	2,4
Mão de obra	h	Trabalhos de soldadura dos reforços metálicos nos provetes	6	15,0	90,0
Material	Un	Buchas metálicas para ancoragem do reforço (HSA M16)	42	2,4	102,0
Material	Un	Buchas metálicas para ancoragem do reforço (HSA M12)	20	1,41	28,3
Mão de obra	h	Furação do provete e colocação das buchas metálicas	4	15,0	60,0
Material	m	Mangueira para injeção da resina <i>epoxy</i>	3	0,6	1,8
Material	Un	Cola e veda para selagem das arestas existentes entre as chapas e o betão	4	6,0	24,0
Mão de obra	h	Selagem das arestas para injeção da resina <i>epoxy</i>	4	15,0	60,0
Material	l	Acetona para limpar recipientes utilizados na injeção da resina	1	4,0	4,0
Material	Un	Resina <i>epoxy</i> (S&P Resin 55)	1,5	75,0	112,5
Mão de obra	h	injeção de resina <i>epoxy</i> (S&P Resin 55)	5	15,0	75,0
Orçamento final					1075,3


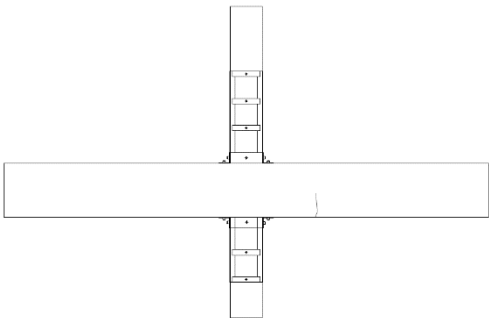
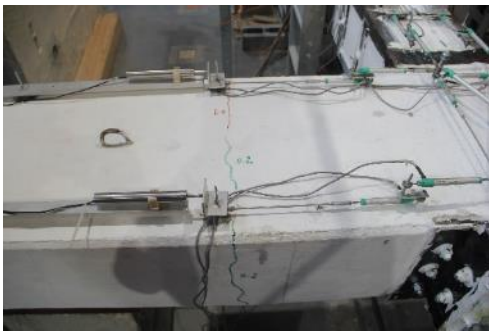
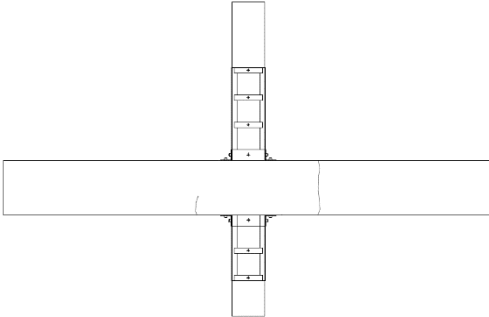

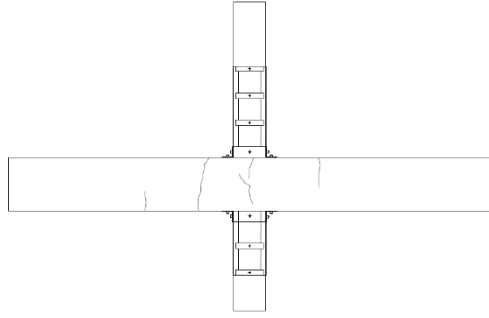

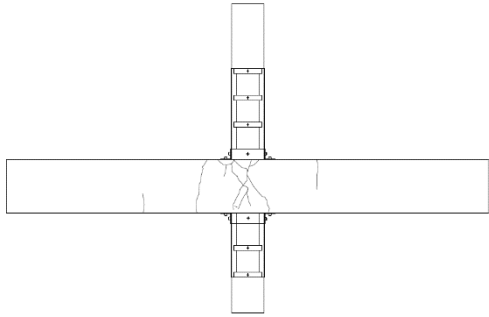
Tabela 23 – Orçamento do reforço executado no provete IPA-1

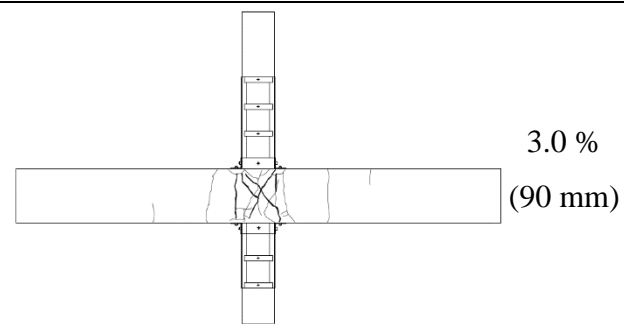
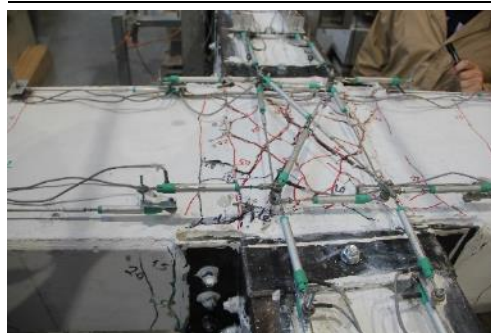
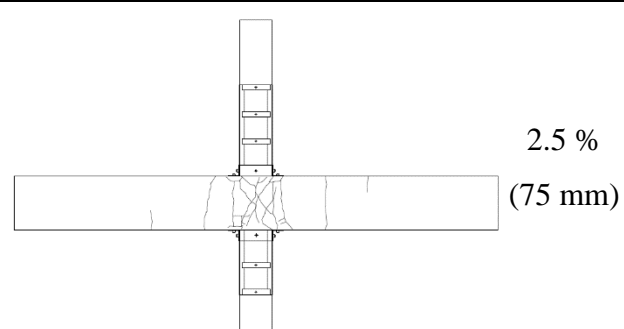
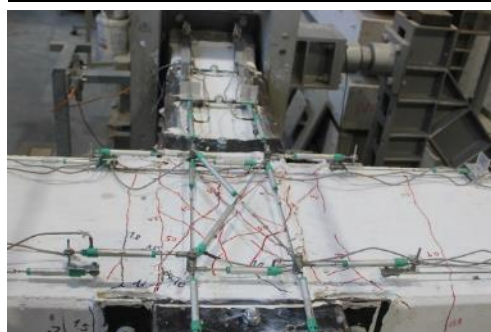
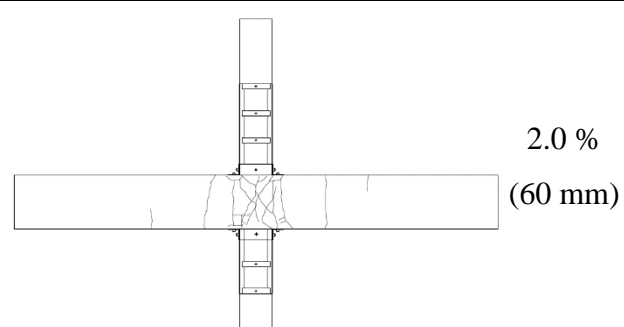
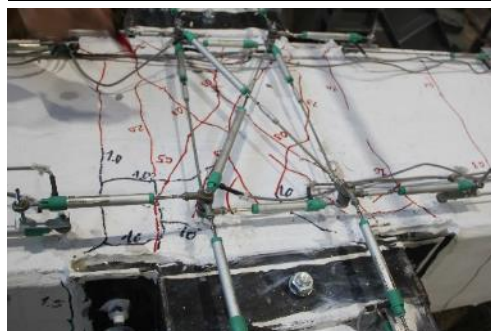
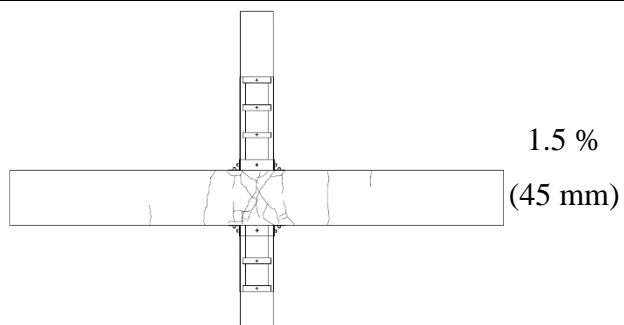
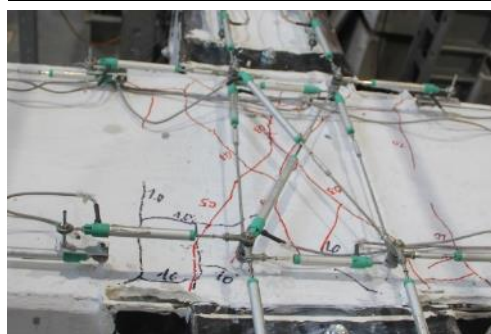
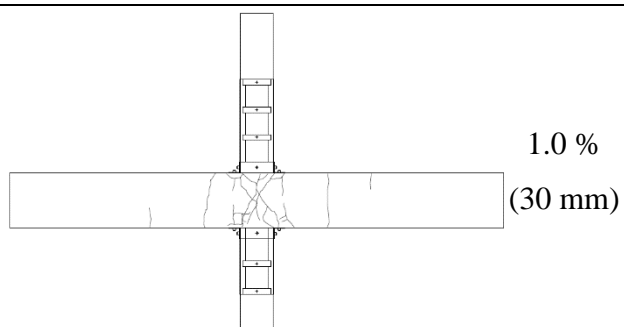
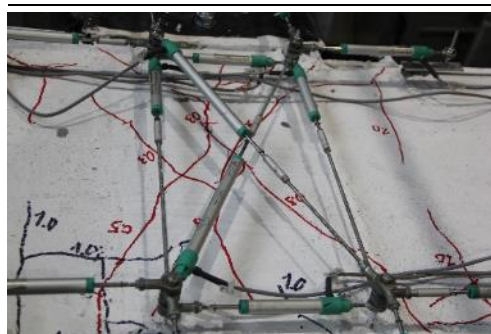
Orçamento reforço do provete IPA-1					
Artigo	Unidades	Descrição	Quantidade	Preço unitário (€)	Preço composto (€)
Material	Un	Chapas metálicas para reforço dos provetes	1	590,0	590,0
Material	Un	Eléktrods para soldadura	60	0,06	3,6
Mão de obra	h	Trabalhos de soldadura dos reforços metálicos nos provetes	8	15,0	120,0
Material	Un	Buchas metálicas para ancoragem do reforço (HSA M16)	42	2,4	102,0
Material	Un	Buchas metálicas para ancoragem do reforço (HSA M12)	52	1,4	73,5
Mão de obra	h	Furação do provete e colocação das buchas metálicas	4	15,0	60,0
Material	m	Mangueira para injeção da resina <i>epoxy</i>	6	0,6	3,6
Material	Un	Cola e veda para selagem das arestas existentes entre as chapas e o betão	7	6,0	42,0
Mão de obra	h	Selagem das arestas para injeção da resina <i>epoxy</i>	6	15,0	90,0
Material	l	Acetona para limpar recipientes utilizados na injeção da resina	2	4,0	7,9
Material	Un	Resina <i>epoxy</i> (S&P Resin 55)	2	75,0	150,0
Mão de obra	h	injeção de resina <i>epoxy</i> (S&P Resin 55)	6	15,0	90,0
Orçamento final					1332,5

Anexo B – Evolução e estado final de dano nos provetes

Anexo B-1 – Provete IPA-2 reforçado

Tabela 24 – Dano observado por níveis de *drift* (provete IPA-2 reforçado)

Provete IPA-2 reforçado		
Imagem	Esquema	<i>Drift</i>
		0.1 % (3 mm)
		0.2 % (6 mm)
		0.3 % (9 mm)
		0.5 % (15 mm)



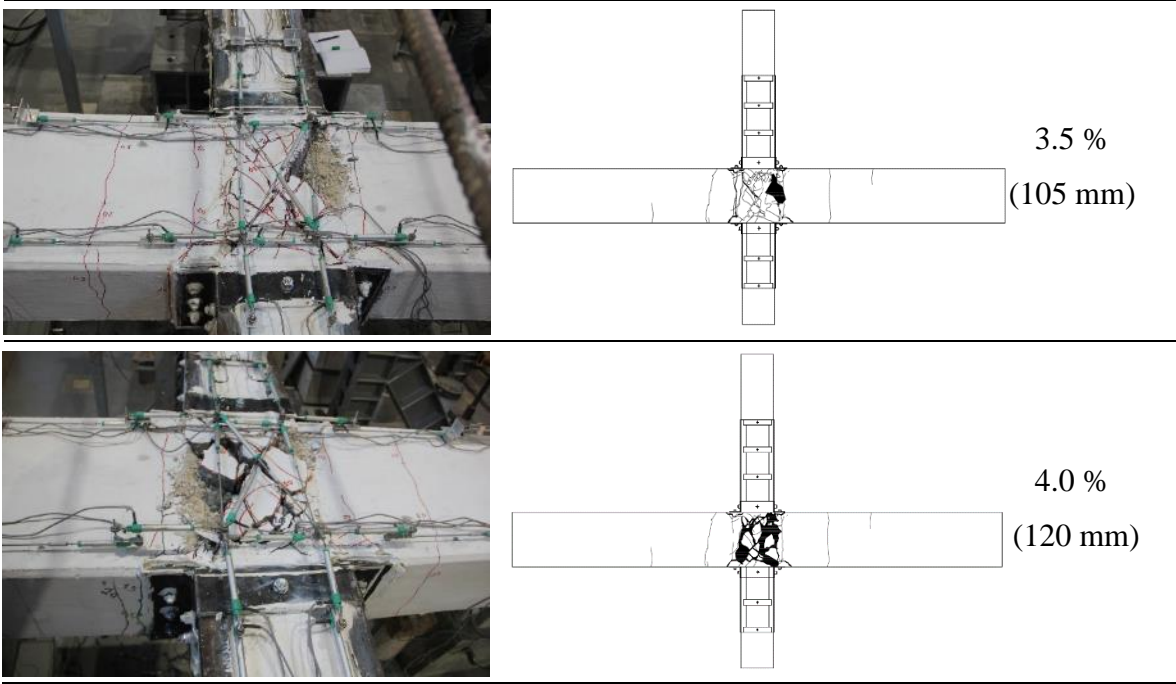
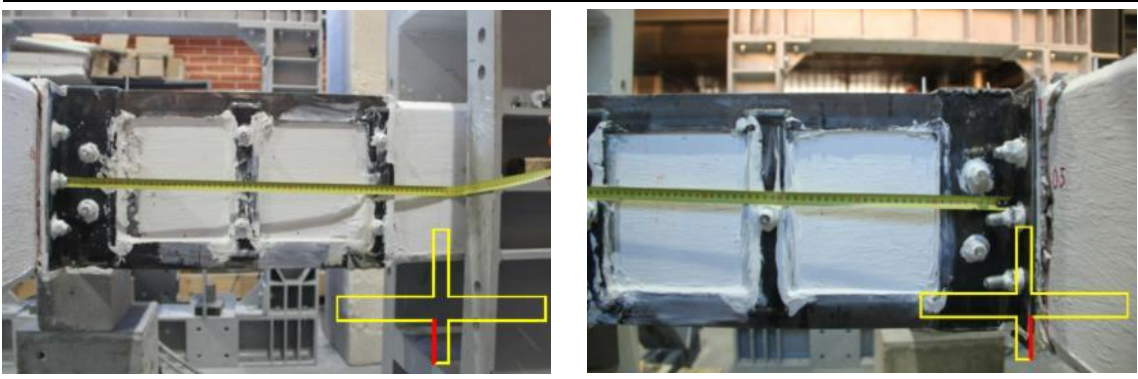
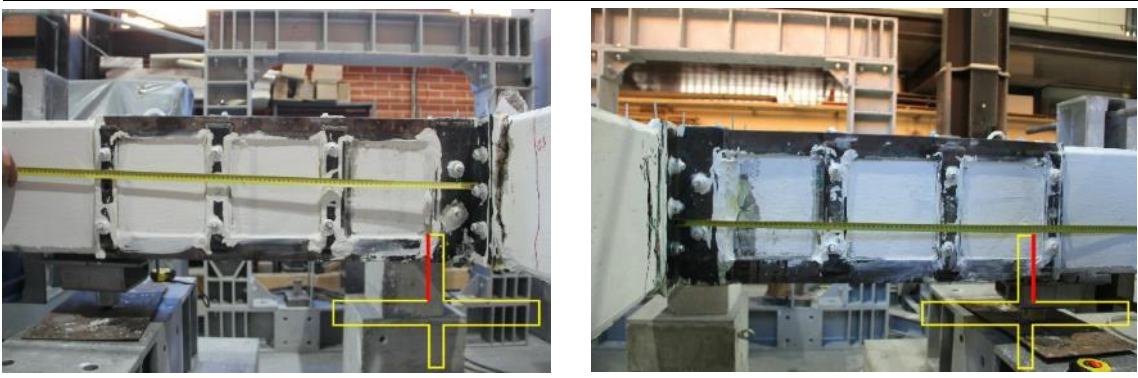


Tabela 25 - Estado de dano dos elementos IPA-2 reforçado

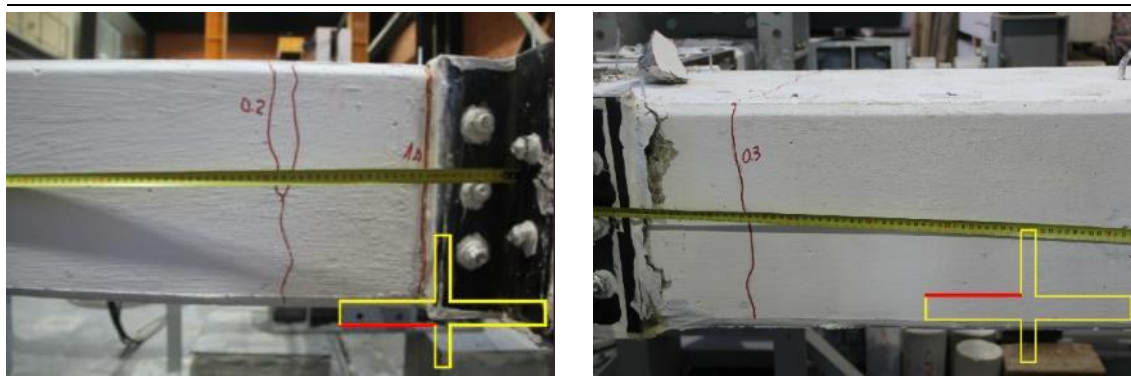
Pilar inferior



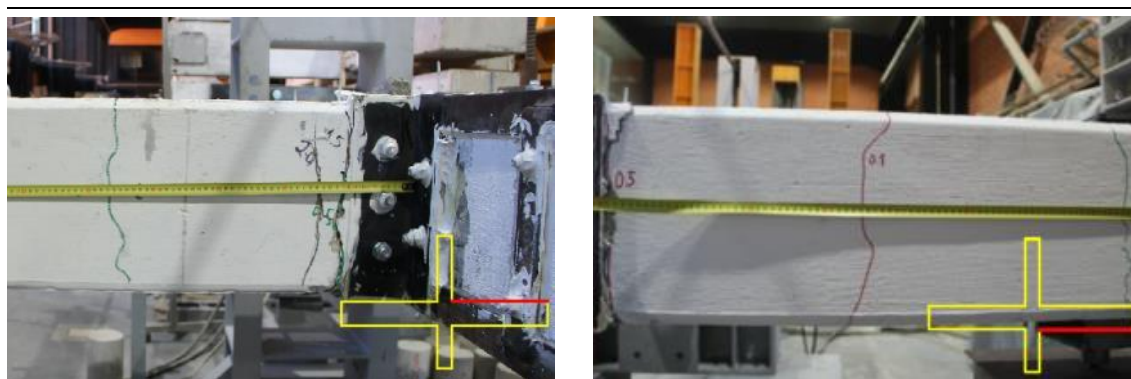
Pilar superior



Viga esquerda

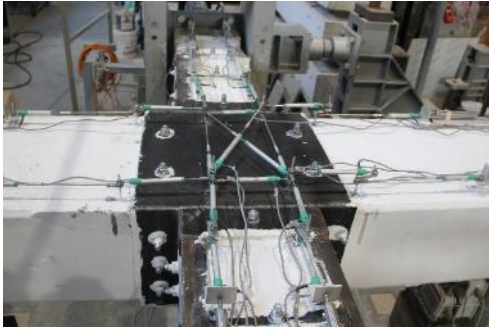
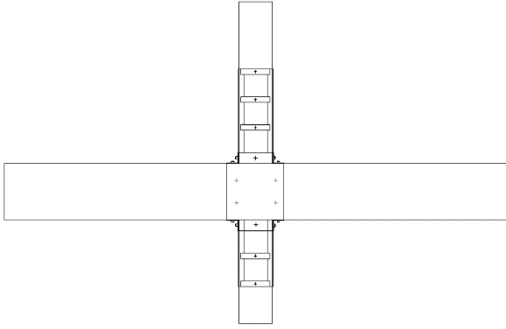
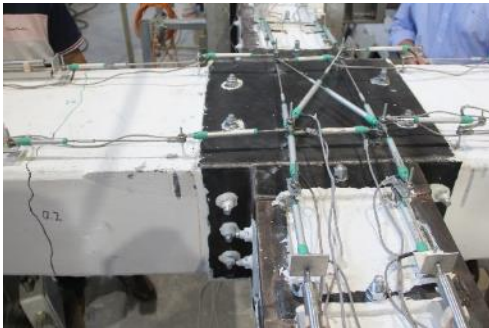
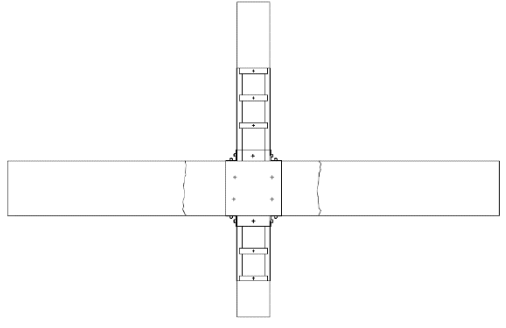
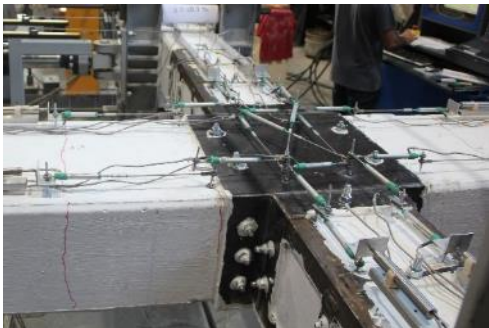
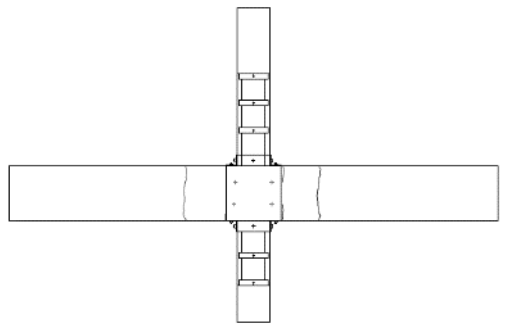

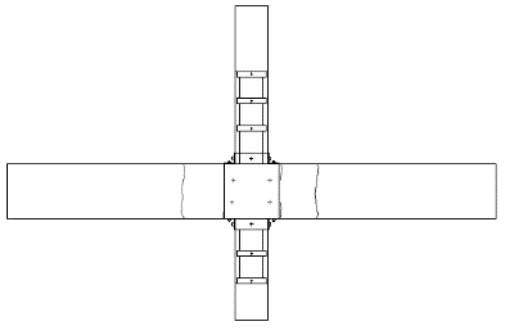


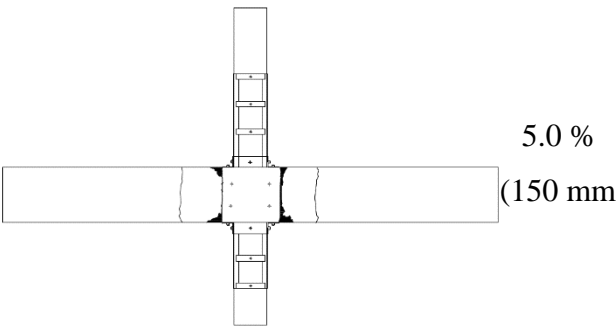
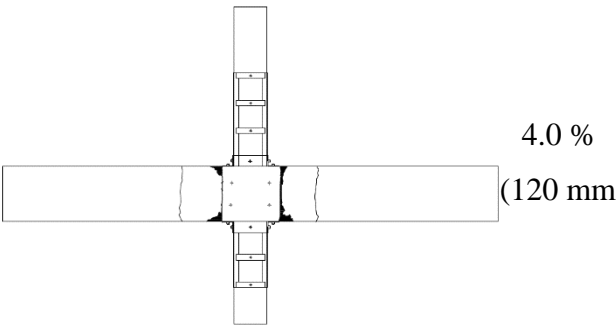
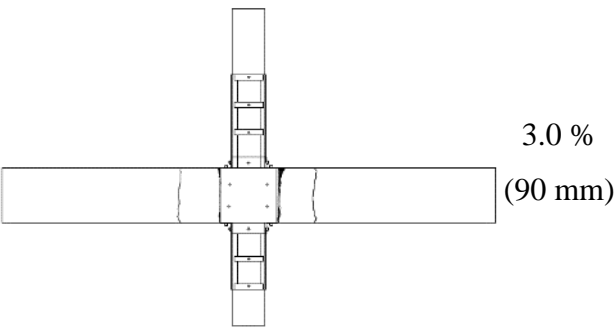
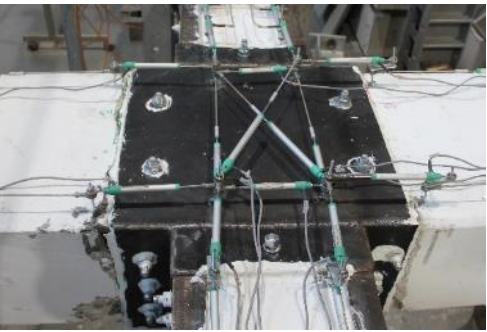
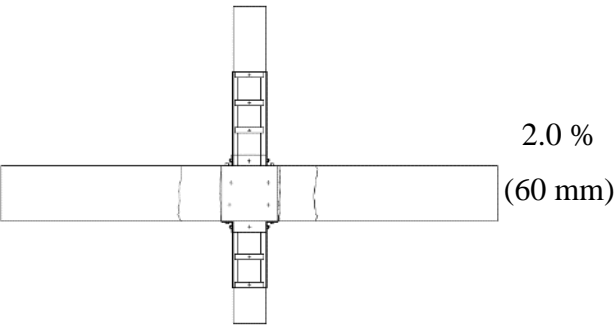
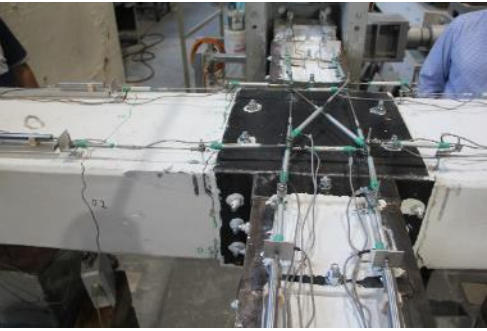
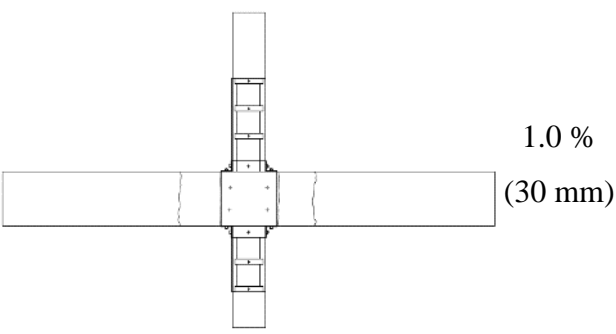
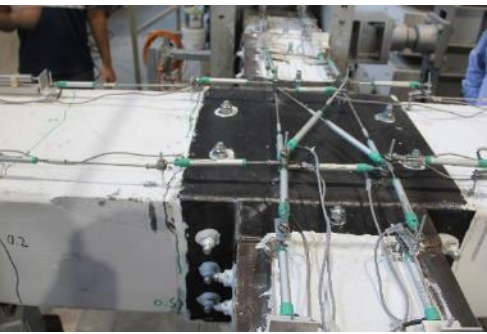
Viga direita



Anexo B-2 – Provete IPB reforçado

Tabela 26 - Dano observado por níveis de *drift* (provete IPB reforçado)

Provete IPB reforçado		
Imagem	Esquema	<i>Drift</i>
		0.1 % (3 mm)
		0.2 % (6 mm)
		0.3 % (9 mm)
		0.5 % (15 mm)



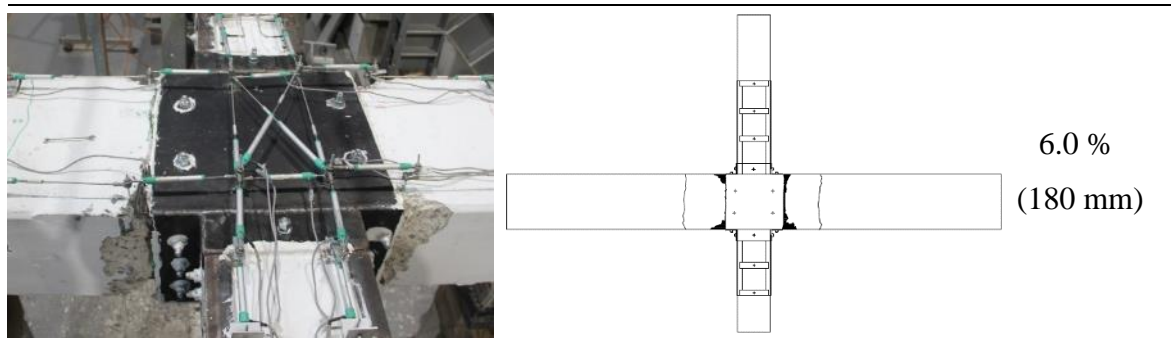
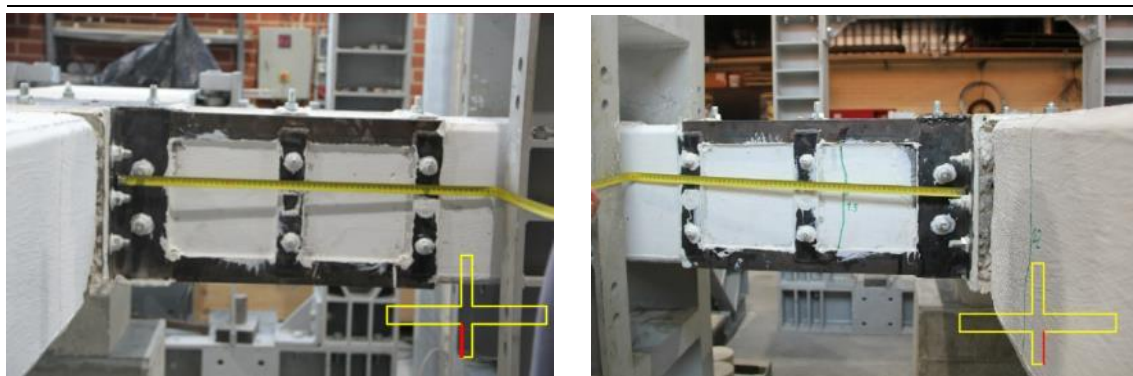
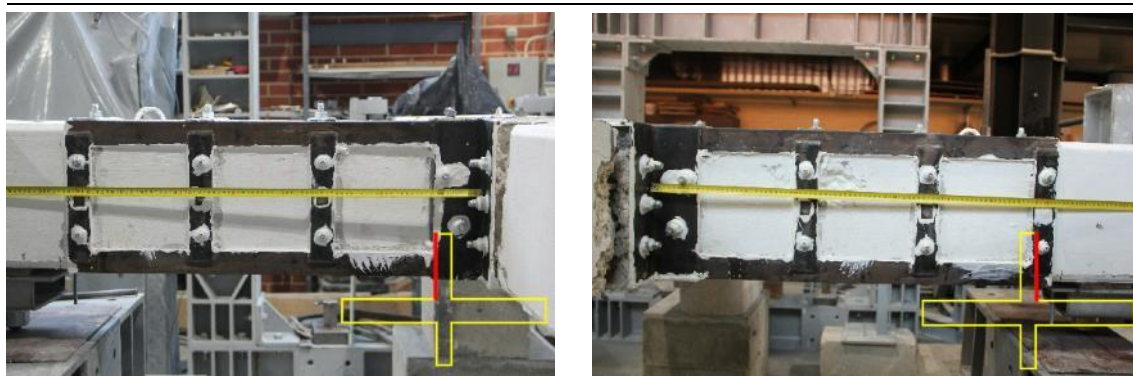


Tabela 27 - Estado de dano dos elementos IPB reforçado

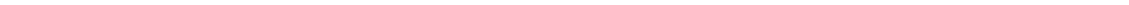
Pilar inferior

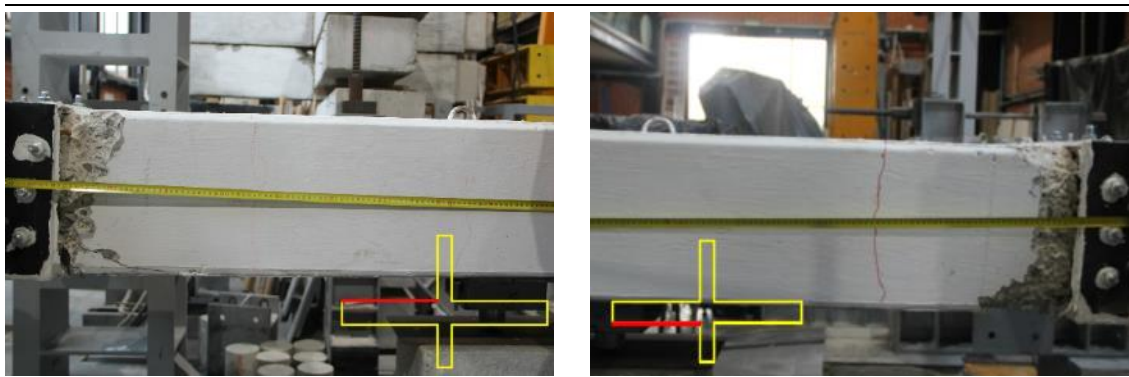


Pilar superior



Viga esquerda




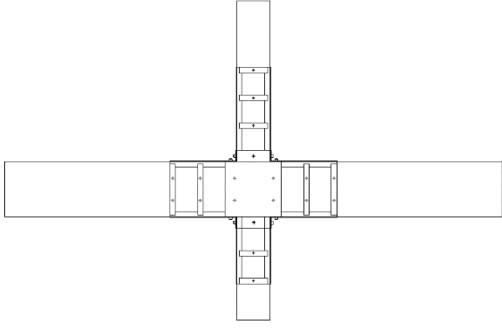
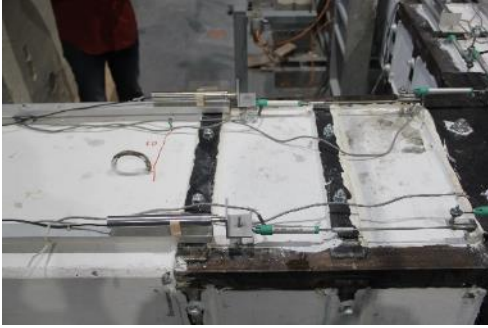
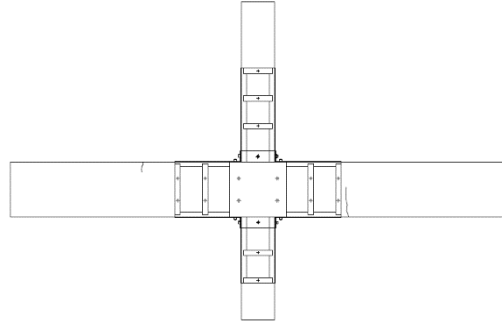

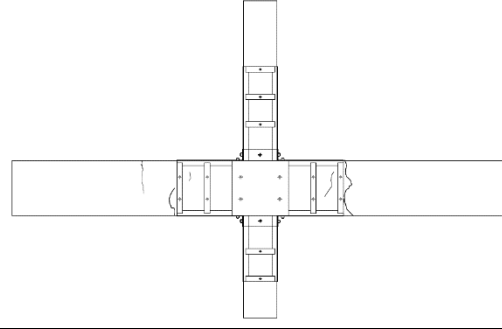

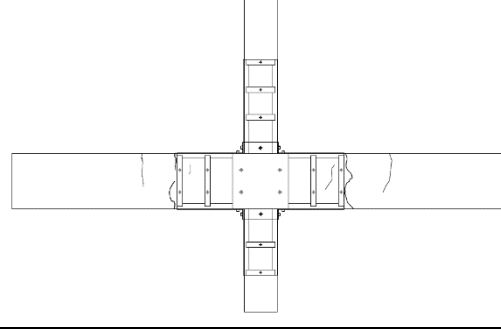


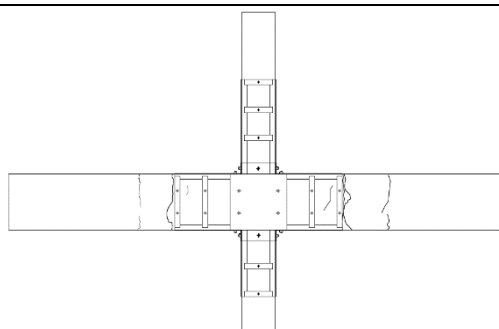
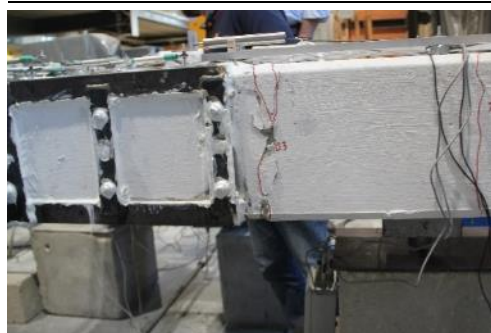
Viga direita



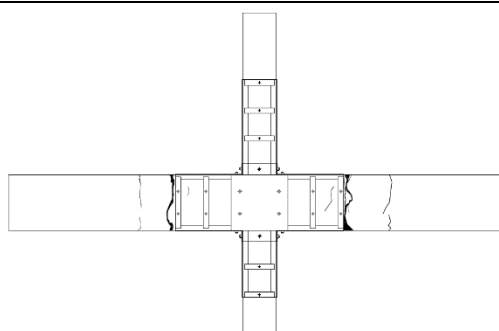
Anexo B-3 – Provete IPA-1 reforçado

Tabela 28 - Dano observado por níveis de *drift* (provete IPA-1 reforçado)

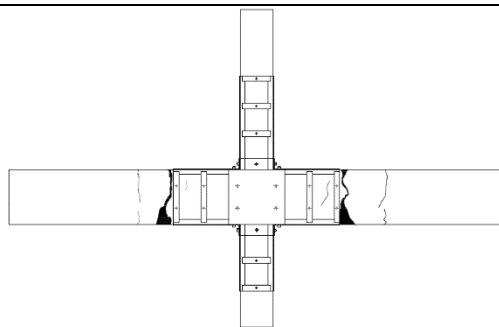
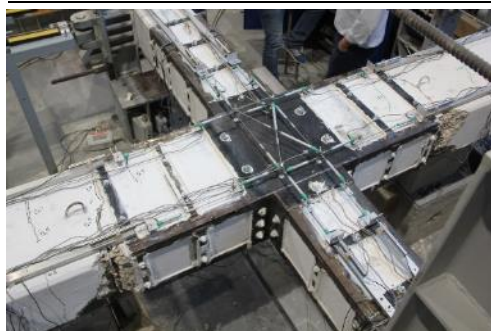
Provete IPA-1 reforçado		
Imagem	Esquema	<i>Drift</i>
		0.1 % (3 mm)
		0.3 % (9 mm)
		0.5 % (15 mm)
		1.0 % (30 mm)



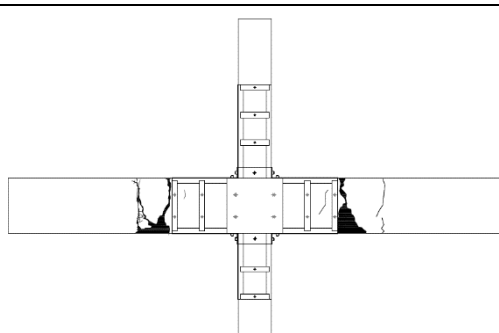
1.5 %
(60 mm)



2.0 %
(90 mm)



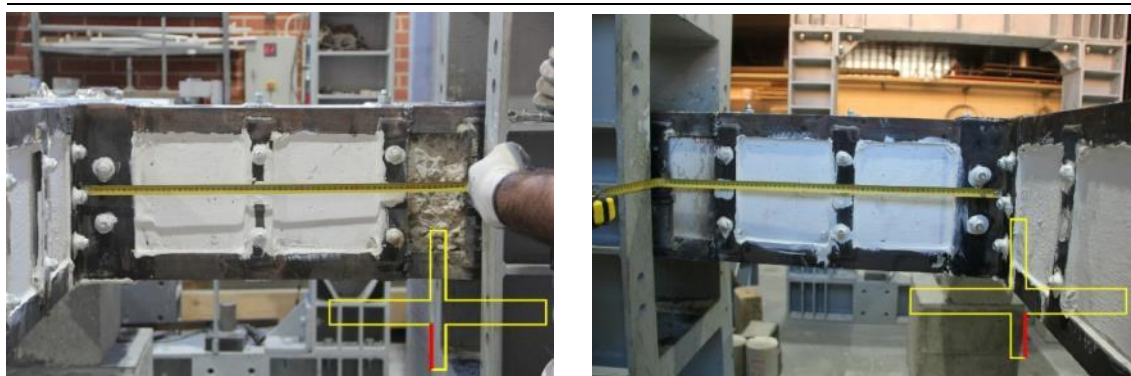
3.0 %
(90 mm)



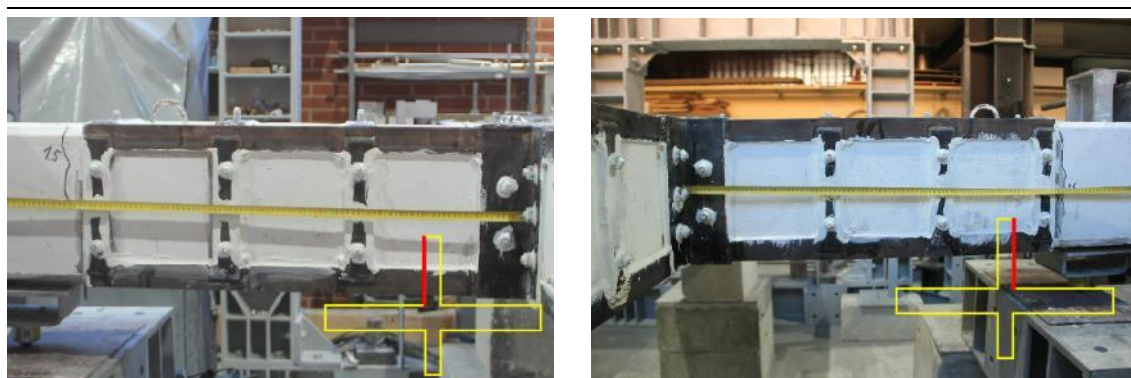
4.0 %
(120 mm)

Tabela 29 - Estado de dano dos elementos IPB reforçado

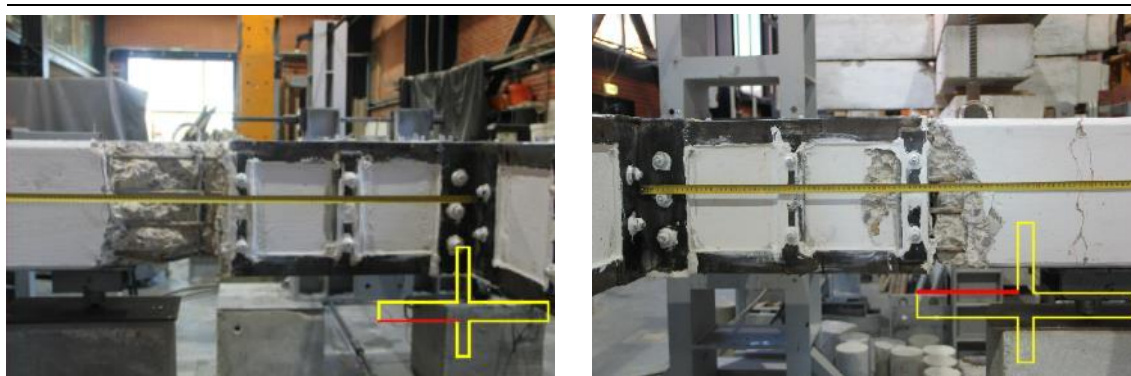
Pilar inferior



Pilar superior



Viga esquerda



Viga direita



Anexo C – Fichas técnicas

Ficha 1 - Resina *epoxy* (*MC-FASTPACK 1264 COMPACT*)

Ficha 2 - *Grout* (*SikaGrout 218*)

Ficha 3 - Resina *epoxy* (*S&P Resin 55*)

Ficha 4 – Ancoragens de expansão para betão não fissurado (*HSA – HILTI*)

MC-Fastpack 1264 compact

Rigid Binding Injection Resin

Product properties

- Low viscous, epoxy-based duromer resin
- Manual application with the MC-Fastpack Power-Tool
- Moisture compatible
- High penetration activity
- Fast hardening
- As well hardening under dynamic conditions
- High compressive and tensile strength
- Declaration of Performance according to EN 1504-5: U(F1) W(3) (1) und U(F2) W(3) (1/2) (8/30) (1)

Areas of application

- Rigid filling via injection or deep penetration of/into cracks, joints and voids in building construction, civil and underground engineering structures under dry and wet conditions
- Injection works according to EN 1504
- REACh-assessed exposure scenarios: periodical inhalation, application

Application

Preparation

Before injection, the structure, the leaking areas, respectively, have to be inspected according to technical standards and regulations and an injection concept is to be prepared.

Components

MC-Fastpack 1264 compact consists of two components (A and B). Both components are supplied in a double chamber cartridge. The volume ratio of the chambers corresponds to the mixing ratio of 4 : 1 parts by volume. Mixing takes place in the static mixer of the cartridge system. Reaction times depend on temperature.

Injection

Injection is carried out by a pneumatically operated discharger for double chamber cartridges which produces sufficient discharging pressure (MC-Fastpack Power-Tool).

For injection MC-Hammerpacker LP 12 are recommended.

The processing time is affected by the temperature of the resin and the environment.

If injection is interrupted for longer than the processing time permits, the static mixer must be replaced by a new one. Opened cartridges must be closed with the original sealing cap and used as soon as possible, but maximum within 7 days.

Work with MC-Fastpack 1264 compact must be stopped if the temperature of the structure drops below + 8 °C.

Machine cleaning

Thanks to the cartridge based system the usual application does not lead to any contamination of tools. Should anyhow some equipment get contaminated with resin, it can be cleaned during processing time with MC-Verdünnung EP. Cured material can only be removed mechanically.

Technical Data for MC-Fastpack 1264 compact

Characteristic	Unit	Value*	Comments
Mixing ratio	p.b.v.	4 : 1	Component A : component B
Density	kg/dm ³	approx. 1.08	DIN EN ISO 2811-1
Viscosity	mPa·s	approx. 310	DIN EN ISO 3219
Surface tension	mN/m	24.038	Krüss Processor Tensiometer K100
Compressive strength	MPa	approx. 60	DIN EN ISO 604
Tensile strength	MPa	approx. 45.7	DIN 53455
Elongation of break	%	approx. 6.1	DIN 53455
E-modulus	MPa	approx. 2,600	DIN EN ISO 178
Reaction time	Minutes	approx. 40	
Minimum application temperature	°C	+ 8 to + 30	Air, substrate and material temperature

* All technical values relate to 20 °C and 50 % relative humidity.

Product Characteristics for MC-Fastpack 1264 compact

Cleaning agent	MC-Verdünnung EP Under no circumstances, water or water-based cleaning agents should be used.
Colour	Transparent
Delivery	400 ml double chamber cartridge with a volume ratio of 4 : 1 8 cartridges with 10 static mixers per box
Storage	When stored in original sealed cartridges at temperatures between + 10 °C and + 25 °C in dry conditions the shelf life is at least 1 year. The same applies to the transport.
Disposal	Cartridges must be emptied completely.

Safety Advice

Please take notice of the safety information and advice given on the packaging labels and safety information leaflets. GISCODE: RE1

Note: The information on this data sheet is based on our experiences and correct to the best of our knowledge. It is, however, not binding. It has to be adjusted to the individual structure, application purpose and especially to local conditions. Our data refers to the accepted engineering rules, which have to be observed during application. This provided we are liable for the correctness of this data within the scope of our terms and conditions of sale-delivery-and-service. Recommendations of our employees which differ from the data contained in our information sheets are only binding if given in written form. The accepted engineering rules must be observed at all times.

Edition 08/14. Some technical changes have been made to this print medium. Older editions are invalid and may not be used anymore. If a technically revised new edition is issued, this edition becomes invalid.

Sika® Grout-218

Argamassa monocomponente, fluida e de retracção compensada

Descrição do produto

Sika® Grout-218 é uma argamassa monocomponente de retracção compensada, à base de cimento, fornecida pronta a aplicar após simples amassadura com água, para aplicação em grandes espessuras.

Utilizações

- Enchimento por vazamento da base de aparelhos de apoio.
- Fundações de máquinas.
- Apoios de pontes e de guias.
- Ancoragens de elementos metálicos (armaduras, pernos, etc), postes metálicos e de betão, elementos pré-fabricados, etc.
- Enchimento de fendas e cavidades confinadas no interior do betão.
- Não deve empregar-se para nivelar superfícies livres não confinadas.

Sika® Grout -218 é adequado para espessuras entre 3 cm e 8 cm (para espessuras menores utilizar Sika® Grout).

Características/ Vantagens

- Fácil de misturar e de colocar em obra, fluidez favorável, colocação por vazamento
- Autonivelante.
- Isento de cloretos e de partículas metálicas, por conseguinte não oxida em contacto com humidade.
- Protege os elementos metálicos contra a corrosão devido ao seu pH alcalino.
- Ligeiramente expansivo.
- Resistências mecânicas elevadas e desenvolvimento rápido das mesmas.
- Excelente aderência ao betão, a argamassa e a aço. Assegura ligações monolíticas e elevada resistência ao choque e a vibrações.
- Impermeável: resiste a água e óleos.
- Não é corrosivo, nem tóxico.

Certificados/ Boletins de Ensaio

O produto cumpre os requisitos da norma NP EN 1504-6.

Dados do produto

Aspecto / Cor

Pó cinzento.

Fornecimento

Sacos de 30 kg.

Armazenagem e conservação

O produto conserva-se durante 12 meses a partir da data de fabrico, na embalagem original não encetada, a temperaturas entre +5°C e +30°C. Armazenar em local seco e ao abrigo da luz solar directa.

Dados técnicos

Base química

Argamassa monocomponente à base de cimento.

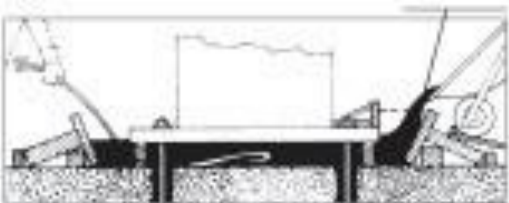
Massa volúmica

Aprox. 2,3 kg/dm³ de mistura fresca.

Construction



Granulometria	0 - 8 mm.
Espessura de camada	Mínimo: 30 mm. / Máximo: 80 mm.
Água de amassadura	12 - 15% sobre o peso da argamassa. Para cada saco de 30 kg de Sika Grout, juntar 3,6 a 4,5 litros de água.
Propriedades físicas / Mecânicas	
Aderência a varões de aço	Rugosos: aprox. 10 N/mm ² . Lisos: aprox. 3 N/mm ² .
Resistência à compressão	45 – 50 N/mm ² (14% de água) (EN 196/1)
Resistência à tracção	6 – 8 N/mm ² (14% de água) (EN 196/1)
Expansão às 24 horas	Máximo 0,16%.
Informação sobre o sistema	
Pormenores de aplicação	
Consumo/ Dosagem	Consumo teórico por m ² e por mm de espessura: 2,3 kg de mistura fresca. 2,02 kg de Sika® Grout 218 + 0,28 kg de água.
Qualidade da base	A base deve estar limpa, sã, isenta de zonas ocas, de gorduras, de óleos e de leitança superficial de cimento. Bases metálicas devem estar isentas de oxidação. A limpeza da base, se necessário, deve ser feita por meios mecânicos.
Preparação da base	Bases absorventes devem ser humedecidos previamente até à saturação, evitando-se encharcar e começando-se a aplicar o Sika® Grout 218 quando as superfícies tiverem adquirido um aspecto mate (sem água visível).
Condições de aplicação/ Limitações	
Temperatura da base	Mínima: +5 °C. / Máxima: +35 °C.
Instruções de aplicação	
Relação de mistura	12-15 % sobre o peso da argamassa Para cada saco de 30 kg de Sika Grout-218, juntar 3,6 a 4,5 litros de água.
Mistura	Utilizar um misturador mecânico de baixa velocidade (até 600 rpm). Verter a água necessária num balde de boca e fundo largos, adicionar continuamente Sika® Grout-218 durante 2 – 3 minutos até obter uma mistura homogénea. A quantidade de água da amassadura pode variar entre 12% e 15% sobre o peso da argamassa, o que equivale a 3,6 a 4,5 litros por saco de 30 kg de Sika® Grout-218 e essa quantidade de água depende da consistência e da resistência mecânica desejada. Regra geral utilizam-se 14% de água , isto é, 4,2 l de água por saco de 30 kg de Sika® Grout 218.

Aplicação	<p>Sika® Grout 218 coloca-se por vazamento, imediatamente após a amassadura, para aproveitar ao máximo o efeito expansivo. No caso de enchimentos sob placas, deve prever-se um orifício de entrada da argamassa e outro de saída para facilitar a expulsão do ar. É de todo conveniente facilitar o enchimento por meio de agitação mecânica da mistura, como se pode ver na figura.</p> 
Limpeza de ferramentas	Limpar todas as ferramentas e equipamento com água imediatamente após a utilização. Material curado/endurecido só pode ser removido mecanicamente.
Tempo de vida útil da mistura (potlife)	De modo a aproveitar ao máximo as propriedades expansivas de Sika® Grout-218 é aconselhável a aplicação do produto em obra o mais rapidamente possível. A aplicação do produto não deve exceder 10 minutos após amassadura.
Importante	<ul style="list-style-type: none"> ■ Não é indicado para nivelamento de superfícies. Devido ao carácter expansivo, as superfícies livres devem ter a menor área possível, para não sofrerem abaulamentos e fissurações. ■ No caso de enchimentos, o diâmetro mínimo da abertura é de 10 mm ■ Sika® Grout-218 permite o fabrico de uma argamassa de qualidade, consequentemente devem ser cumpridas as regras de boa prática para o fabrico, a colocação e a cura. <p>Para qualquer esclarecimento, consultar o Departamento Técnico Sika.</p>
Nota	Todos os dados técnicos referidos nesta Ficha de Produto são baseados em ensaios laboratoriais. Resultados obtidos noutras condições podem divergir dos apresentados, devido a circunstâncias que não podemos controlar.
Risco e segurança	
Medidas de segurança	<p>Para informações complementares sobre o manuseamento, armazenagem e eliminação de resíduos do produto consultar a respectiva Ficha de Dados de Segurança e o rótulo da embalagem.</p> <p><i>"O produto está seguro na C³ Seguros XL Insurance Switzerland (Apólice nºCH00003018LI05A), a título de responsabilidade civil do fabricante".</i></p> <p>A informação e em particular as recomendações relacionadas com aplicação e utilização final dos produtos Sika são fornecidas em boa fé e baseadas no conhecimento e experiência dos produtos sempre que devidamente armazenados, manuseados e aplicados em condições normais, de acordo com as recomendações da Sika. Na prática, as diferenças no estado dos materiais, das superfícies, e das condições de aplicação em obra, são de tal forma imprevisíveis que nenhuma garantia a respeito da comercialização ou aptidão para um fim em particular nem qualquer responsabilidade decorrente de qualquer relacionamento legal poderão ser inferidas desta informação, ou de qualquer recomendação por escrito, ou de qualquer outra recomendação dada. O produto deve ser ensaiado para aferir a adequabilidade do mesmo à aplicação e fins pretendidos. Os direitos de propriedade de terceiros deverão ser observados. Todas as encomendas aceites estão sujeitas às nossas condições de venda e de entrega vigentes. Os utilizadores deverão sempre consultar a versão mais recente da nossa Ficha de Produto específica do produto a que diz respeito, que será entregue sempre que solicitada.</p>
Marcação CE	<p>A Norma Europeia EN 1504-6 "Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas em betão – Definições, requisitos, controlo de qualidade e avaliação de conformidade – Parte 6: Ancoragem de armaduras de aço. Os produtos que se encontram abrangidos por esta especificação necessitam de ter marcação CE, de acordo com o Anexo ZA, Tabela ZA.1a a ZA.1g de acordo com o âmbito e cláusulas relevantes aí indicadas, e cumprir os requisitos do mandato da Directiva de Produtos da Construção (89/106/CEE).</p>



Sika Portugal, SA
R. de Santarém, 113
4400-292 V. N. Gaia
Portugal

Tel. +351 22 377 69 00
Fax +351 22 370 20 12
www.sika.pt



Implementado na fábrica de Ovar

S&P Resin 55

Adesivo epoxy (resina de laminação)



SP-PT.08.01.18.0C

DESCRIÇÃO

Resina epoxy bi-componente, isenta de solventes, à base de resina e endurecedor poliamida.

CARACTERÍSTICAS GERAIS

CAMPOS DE APLICAÇÃO

- A S&P Resin 55 é usada como resina de laminação/ impregnação para os seguintes sistemas S&P:
 - S&P C-Sheet
 - S&P G-Sheet
 - S&P A-Sheet
 - C-Laminate slot-applied (inseridos)
- As mantas e tecidos com menos de 400 g/m² podem ser directamente impregnadas sobre o substrato
- Mantas e tecidos com mais de 400 g/m² devem ser pré-impregnadas de resina

VANTAGENS DO PRODUTO

- Excelente penetração nas fibras, boa capacidade de impregnação
- Elevada estabilidade
- Excelente aderência ao betão e aço
- Resistente a ácidos diluídos, bases, soluções salinas, óleos minerais e hidrocarbonetos alifáticos
- Resistente às intempéries

DADOS DO PRODUTO

Descrição Genérica

S&P Resin 55

Cor / aparência

Componente A - Solução de resina epoxy: Líquido/ ligeiramente amarelada

Componente B - Endurecedor para resina epoxy: Viscosa/ ligeiramente amarelada

Fornecimento

Unidades de 6 kg

Tambores de 1000 L

Armazenamento

Componentes A e B - validade de 24 meses, nas embalagens originais à temperatura de +5 °C a +25 °C



12.2016

APLICAÇÃO

As superfícies, com humidade residual máxima até 4%, devem estar limpas e isentas de óleos, gorduras ou partículas soltas.

A S&P Resin 55 é fornecida na relação de mistura prescrita. O Componente B (endurecedor) é misturado no componente A (Resina). É importante que seja utilizado todo o endurecedor. Os dois componentes devem ser misturados usando uma misturadora de velocidade controlada de baixa rotação e com pás misturadoras apropriadas. Misturar cuidadosamente de forma a remexer junto das paredes e fundo do balde, garantindo a mistura completa do componente B. Após esta operação, a mistura deve apresentar-se homogénea, sem grumos e de cor uniforme.

A temperatura dos dois componentes no momento da mistura deve idealmente estar entre 15 °C a 20 °C. Temperaturas mais elevadas reduzem consideravelmente o tempo de aplicação.

A S&P Resin 55 deve ser protegida de humidade durante 6-8 horas após a aplicação. Caso haja contacto com vapor de água/ humidade durante este período, a superfície ficará branca e pegajosa. Não obstante, a resina sob a superfície tem a capacidade de curar normalmente. Em áreas descoloradas ou pegajosas a aderência a qualquer revestimento é reduzida ou até inviabilizada.

Os valores abaixo indicados consideram +20 °C e 50% de humidade relativa do ar.

DADOS TÉCNICOS

S&P RESIN 55	
Adesivo epoxy (resina de laminação)	
Densidade	1,11 kg/l
Relação de mistura em peso	2:1 (Resina: Endurecedor)
Temperatura de aplicação	+ 8 °C — + 35 °C
Tempo de trabalhabilidade	3 horas (+ 10 °C) 45 minutos (+ 20 °C) 30 minutos (+ 30 °C)
Seco ao tacto após	4 horas
Tempo de endurecimento	7 dias
Temperatura de transição vítrea (Tg) EMPA 461'427/2	+ 44° C (EN 12614)
Resistência à tracção ISO 527-2:1993 (E) EMPA 461'427	35,8 N/mm² (14 dias)
Alongamento à rotura ISO 527-2:1993 (E) EMPA 461'427	2,3% (14 dias)
Módulo de elasticidade estático ISO 7500-1:2004-11 (EMPA 461'427)	2 581,8 N/mm² (14 dias)
Módulo de elasticidade dinâmico EMPA 461'427/2	2 515 N/mm² (+20 °C, 14 dias) 2 989 N/mm² (-20 °C, 14 dias)
Tensão de aderência em betão Ensaio em obra	Rotura no betão
Tensão de aderência em aço Ensaio laboratoriais	> 15 N/mm²
Classe de toxicidade	9 (Comp. A) 8 (Comp. B)
Classe de transporte/ UN-Nr	III / 3082 (Comp. A) II / 2735 (Comp. B)

MARCA-CE



S&P Resin 55 é um produto conforme a EN 13813.

ENSAIOS

Todos os dados técnicos desta ficha baseiam-se em testes laboratoriais. Podem verificar-se desvios aos valores apresentados por circunstâncias fora do nosso controlo.

Contacte-nos para informação detalhada sobre ensaios efectuados. Estão disponíveis relatórios de ensaio.

LIMPEZA

No caso de interrupção dos trabalhos excedendo os 30 minutos, todas as ferramentas devem ser cuidadosamente limpas e saneadas com S&P Cleaner.

A resina endurecida só poderá ser removida por meios mecânicos.

HIGIENE E SEGURANÇA

Precauções

Quando totalmente curada a resina S&P Resin 55 é inofensiva. O endurecedor (Comp.B) é cáustico. Devem ser tomadas medidas de precaução para garantir protecção da pele e olhos do contacto directo com a Resina (Comp A) e com o endurecedor (Comp B). É recomendado o uso de vestuário apropriado e luvas de protecção em borracha. Em caso de contacto como os olhos, lavar imediatamente com água abundante e use um kit de lavagem de olhos (disponível em farmácias). Procure assistência médica imediatamente.

As embalagens vazias devem ser depositadas em local de acordo com a legislação ambiental aplicável.

As fichas de segurança podem ser obtidas através dos nossos serviços de apoio ao cliente pelo nº de telefone +351 212 253 371 ou email info@reinforcement.pt.

Os produtos da gama S&P são para uso industrial. Devem ser instalados por pessoal especializado e por profissionais competentes com formação adequada. Devem ser seguidas as instruções de instalação adequadas que constam nos manuais de aplicação S&P e nos diversos "Guidelines", documentos / notas técnicas existentes.

É da responsabilidade do dono de obra, seu representante ou empreiteiro determinar a adequação e utilização dos produtos S&P.

Antes de usar qualquer produto S&P deve consultar um profissional qualificado para o aconselhamento técnico sobre os nossos produtos, sendo as informações fornecidas baseadas nos nossos melhores conhecimentos científicos e práticos.

São reservados os direitos à alteração do produto.

São aplicáveis as condições gerais de venda e de transporte.

É considerada válida a versão mais recente da Ficha Técnica disponibilizada pelos nossos serviços técnicos.

Clever Reinforcement Ibérica, Lda

Escritório:
Rua José Fontana, Nº 76
Zona Industrial Stª Marta de Corrolos
2845-408 Amora

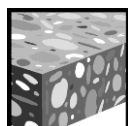
Fábrica:
Rua de Portugal, Nº 10
Zona Industrial das Fontainhas
7350-297 Elvas

Tel. + 351 212 253 371
Fax. + 351 212 252 436

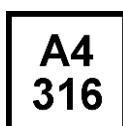
www.sp-reinforcement.pt
Info@sp-reinforcement.pt

HSA Fixação metálica de expansão

	Versão da ancoragem	Vantagens
	HSA Aço carbono	<ul style="list-style-type: none"> - duas profundidades de instalação - marcação de instalação
	HSA-R Aço inoxidável	
	HSA-F Aço carbono, galvanizado a quente	



Betão

Resistência
ao fogoResistência
à corrosãoAprovação
Técnica
EuropeiaMarcação
CESoftware de
Ancoragens
Hilti

Homologações / Certificados

Descrição	Entidade / Laboratório	No. / data de emissão
European technical approval ^{a)}	CSTB, Paris	ETA-99/0001 / 2008-03-13
Fire test report	IBMB, Braunschweig	UB 3049/8151 / 2006-05-03
Assessment report (fire)	warringtonfire	WF 166404 / 2007-10-26

a) Todos os dados técnicos apresentados nesta secção para HSA e HSA-R de M6 a M12 estão de acordo com a ETA-99/0001, edição 2008-03-13. HSA-F e HAS-R M16 + M20 sem aprovação.

Valores resistentes de referência (para uma fixação isolada)

Todos os dados nesta secção aplicam-se para

Para mais informações consultar
Método de Dimensionamento Simplificado

- Correcta instalação (ver sequência de instalação)
- Sem influências de bordos e espaçamentos entre fixações
- Ruptura do **aço**
- Espessura mínima do material base
- Betão não fendilhado C 20/25, $f_{ck,cube} = 25 \text{ N/mm}^2$

Materiais

Propriedades mecânicas de HSA, HSA-R, HSA-F

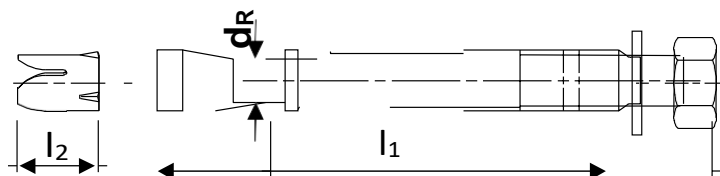
Diâmetro da ancoragem			M6	M8	M10	M12	M16	M20
Tensão de ruptura nominal f_{uk}	HSA	[N/mm ²]	720	720	720	720	670	720
	HSA-R	[N/mm ²]	600	600	600	600	450	400
	HSA-F	[N/mm ²]	720	720	720	720	670	720
Tensão de cedência f_{yk}	HSA	[N/mm ²]	576	576	576	576	536	576
	HSA-R	[N/mm ²]	400	400	400	400	-	-
	HSA-F	[N/mm ²]	576	576	576	576	536	576
Secção de corte A_s		[mm ²]	20,1	36,6	58,0	84,3	157	245
Momento resistente W		[mm ³]	12,7	31,2	62,3	109,2	277,5	540,9
Resistência à flexão característica $M^0_{Rk,s}$	HSA	[Nm]	11	27	54	94	223	454
	HSA-R	[Nm]	9	22	45	79	150	252
	HSA-F	[Nm]	11	27	54	94	223	454

Qualidade do material

Parte	Material	
Parafuso	HSA	Aço carbono galvanizado com mín. 5 µm
	HSA-R	Aço inoxidável
	HSA-F	Aço carbono, galvanizado a quente com mín. 35 µm (M6-M16) e mín. 45 µm (M20)

Dimensões da ancoragem

		Profundidade de embebedimento normal						Profundidade de embebedimento reduzida					
Diâmetro da ancoragem		M6	M8	M10	M12	M16	M20	M6	M8	M10	M12	M16	M20
Espessura mínima de fixação	$t_{fix,min}$ [mm]	0	0	0	0	0	0	5	5	5	5	5	10
Espessura máxima de fixação	$t_{fix,max}$ [mm]	45	72	70	205	125	30	55	85	77	225	145	55
Diâmetro do veio no cone	d_R [mm]	4,2	5,8	7,6	9	12,2	15,4	4,2	5,8	7,6	9	12,2	15,4
Comprimento máximo da fixação	$l_{1,max}$ [mm]	100	137	140	300	240	170	100	137	140	300	240	170
Comprimento da manga de expansão	l_2 [mm]	8,2	11,5	15,4	19,1	24,8	29	8,2	11,5	15,4	19,1	24,8	29

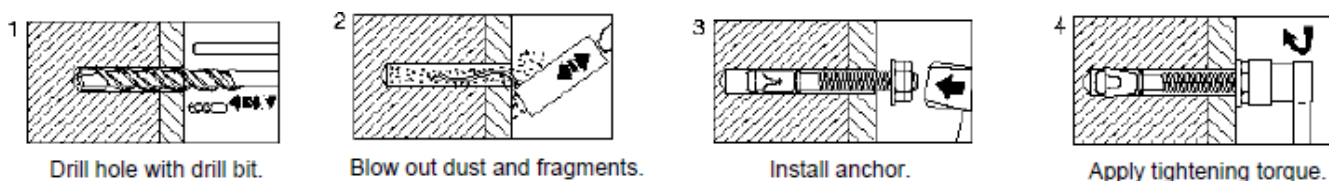


Instalação

Equipamento de instalação

Diâmetro da ancoragem	M6	M8	M10	M12	M16	M20
Martelo perfurador	TE2 – TE16					TE40 – TE70
Outro equipamento	martelo, chave dinamométrica, bomba de limpeza					

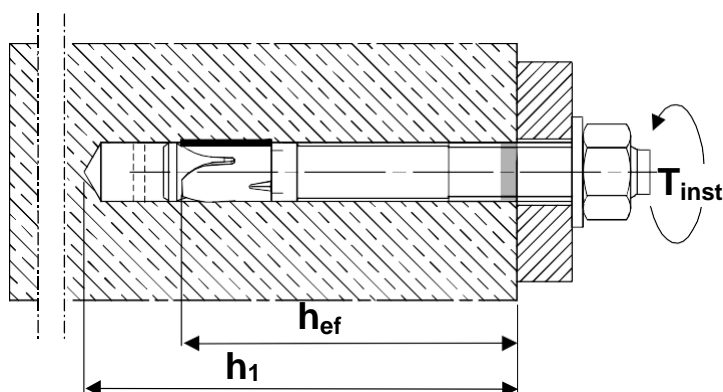
Sequência de instalação



Consultar instruções na caixa do produto para informação detalhada sobre a instalação.

Para obter dados técnicos de ancoragens em furos realizados com sistema diamantado, contactar o departamento técnico da Hilti.

Detalhes de instalação: profundidade do furo h_1 e de ancoragem efectiva h_{ef}

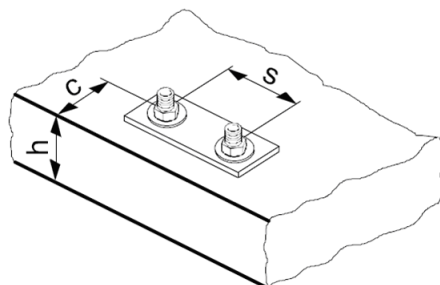


Detalhes de instalação de HSA, HSA-R, HSA-F

			Profundidade de embebimento normal						Profundidade de embebimento reduzida					
Diâmetro da ancoragem			M6	M8	M10	M12	M16	M20	M6	M8	M10	M12	M16	M20
Diâmetro nominal da broca	d_o	[mm]	6	8	10	12	16	20	6	8	10	12	16	20
Diâmetro de corte da broca	$d_{cut} \leq$	[mm]	6,4	8,45	10,45	12,5	16,5	20,55	6,4	8,45	10,45	12,5	16,5	20,55
Profundidade do furo	$h_1 \geq$	[mm]	55	65	70	95	115	130	45	50	60	70	90	105
Diâmetro do furo na chapa	$d_f \leq$	[mm]	7	9	12	14	18	22	7	9	12	14	18	22
Profundidade de ancoragem efectiva	h_{ef}	[mm]	40	48	50	70	84	103	30	35	42	50	64	78
Torque de aperto	T_{inst}	[Nm]	5	15	30	50	100	200	5	15	30	50	100	200
Chave	SW	[mm]	10	13	17	19	24	30	10	13	17	19	24	30

Parâmetros de instalação

		Profundidade de embebedimento normal						Profundidade de embebedimento reduzida					
Diâmetro da ancoragem		M6	M8	M10	M12	M16	M20	M6	M8	M10	M12	M16	M20
Espessura mínima do material base h_{min}	[mm]	100	100	100	140	170	210	100	100	100	100	130	160
E espaçamento mínimo s_{min}													
HSA	[mm]	40	50	55	75	90	105	35	35	55	100	100	100
HSA-R	[mm]	40	50	65	100	250	310	-	35	55	100	190	235
HSA-F	[mm]	120	145	150	210	250	310	90	105	125	150	190	235
Dist. mínima ao bordo c_{min}													
HSA	[mm]	50	60	65	90	105	125	40	45	65	100	100	115
HSA-R	[mm]	50	60	75	100	126	155	-	45	65	100	96	117
HSA-F	[mm]	60	72	75	105	126	155	45	53	63	75	96	117
E espaçamento crítico para ruptura por fendilhação $s_{cr,sp}$													
HSA	[mm]	200	240	270	378	454	556	150	176	226	270	346	422
HSA-R	[mm]	200	240	270	380	500	620	-	180	230	270	380	470
HSA-F	[mm]	240	290	300	420	500	620	180	210	252	300	380	470
Distância crítica ao bordo para ruptura por fendilhação $c_{cr,sp}$													
HSA	[mm]	100	120	135	189	227	278	75	88	113	135	173	211
HSA-R	[mm]	100	120	135	190	250	310	-	90	115	135	190	235
HSA-F	[mm]	120	145	150	210	250	310	90	105	125	150	190	235
E espaçamento crítico para ruptura por cone de betão $s_{cr,N}$													
HSA	[mm]	120	144	150	210	252	309	90	105	126	150	192	234
HSA-R	[mm]	120	150	150	210	250	310	-	110	130	150	190	235
HSA-F	[mm]	120	145	150	210	250	310	90	105	125	150	190	235
Distância crítica ao bordo para ruptura por cone de betão $c_{cr,N}$													
HSA	[mm]	60	72	75	105	126	155	45	53	63	75	96	117
HSA-R	[mm]	60	75	75	105	126	155	-	55	65	100	96	117
HSA-F	[mm]	60	72	75	105	126	155	45	53	63	75	96	117



As resistências de cálculo devem ser reduzidas para distâncias ao bordo e espaçamentos menores do que os valores críticos.